

ARMIERTER BETON.

1911. OKTOBER.

INHALT:

Die neuen österreichischen Vorschriften für Eisenbeton. Bemerkungen hierzu von Prof. Dr.-Ing. Saliger (Wien). S. 345.

Visintini-Brücke über die Desna (Rußland). Mitgeteilt von k. k. Professor Dr.-Ing. L. Hess (Brünn). S. 348.

Neue Erfahrungen und Versuche über die Wirkung des elektrischen Stromes auf Eisenbeton. Von F. l'Allemand (Hannover). S. 350.

Wirtschaftlich günstige Balkenabstände und Stützstellungen bei Eisenbetonbauten. Von Dipl.-Ing. E. Elwitz (Düsseldorf). S. 355.

Neue Gesichtspunkte für die Berechnung der Haftspannungen. Von Dr.-Ing. A. Kleinlogel (Dresden). S. 361.

Die neuesten Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (Heft 9 und 10). Besprochen von Prof. M. Foerster (Dresden). S. 366.

Zum Brand des Warenhauses Esders in Dresden, am 13. August 1911. Von B. Löser (Dresden). S. 369.

Literaturschau. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden). S. 372.

Erklärung. S. 376. — Verschiedene Mitteilungen. S. 376.

— Bücherbesprechungen. S. 376. — Neue Bücher. S. 376. — Berichtigung. S. 376.

DIE NEUEN ÖSTERREICHISCHEN VORSCHRIFTEN FÜR EISENBETON. 92

Bemerkungen hierzu von Prof. Dr.-Ing. Saliger (Wien).

Die Vorschriften vom 15. Juni 1911 über die Herstellung von Tragwerken aus Eisenbeton oder Stampfbeton bei Hochbauten und Straßenbrücken, herausgegeben vom k. k. Ministerium für öffentliche Arbeiten*), sind eine Neuauflage der Vorschriften vom 15. November 1907 und gliedern sich wie diese in zwei getrennte Vorschriften, jene für Hochbau und jene für Straßenbrücken.

Von den umfangreichen und sehr ins einzelne gehenden Vorschriften sei hier nur einiges erwähnt, was von den älteren Vorschriften abweicht oder sonstiges Interesse bietet.

Im allgemeinen ist das behördliche Streben nach einer Erleichterung und Förderung der Bauweise in Eisenbeton nicht zu verkennen. Manche Bestimmungen schaffen aber auch Beschränkungen, bieten für Berechnung und Ausführung Erschwerungen und sind geeignet, den Wettbewerb des Eisenbetons zu beeinträchtigen.

Die Wärmeschwankungen bei Hochbauten sind, wenn das Tragwerk dem Temperaturwechsel der Außenluft ausgesetzt ist, mit $\pm 15^{\circ}\text{C}$ zu berücksichtigen; zur Ermöglichung der Längenänderungen sind Bewegungsfugen in Abständen von höchstens 20 m anzuordnen. Während die erste Bestimmung einen zu begrüßenden Fortschritt gegen früher bedeutet, erscheint die letztere Bestimmung konstruktiv als ziemliche Beschränkung, da ein Fugenabstand von 20–40 m**), je

nach der baulichen Anordnung, ausreicht und durch die Praxis bewährt ist. — Für Straßenbrücken, deren geringste Betonstärke mehr als 70 cm beträgt, oder welche vollständig mit Erde, Schotter u. dgl. wenigstens 70 cm hoch überdeckt sind, können die obigen Temperaturgrenzen auf $\pm 10^{\circ}\text{C}$ ermäßigt werden.

Als Spannweite von Balken des Hochbaues auf zwei Stützen mit Flächenlagerung ist die um 50%, wenigstens aber um 10 cm vergrößerte Lichtweite anzunehmen. Eine Einspannung in gewöhnlichem Kalkmauerwerk darf nicht angenommen werden. Aus diesen beiden Bestimmungen ergibt sich eine Benachteiligung des Eisenbetons gegen Holz und Eisen um etwa 10%. — Die in der Praxis vielfach geübte Verminderung der Feldmomente bei oben genannter Einspannung auf 0,8 von jenen bei Freilagerung wird also verboten. Es muß da allerdings bemerkt werden, daß besonders in der letzten Zeit mit dem Maß der Einspannung ein großer Mißbrauch getrieben wurde, wie dem Schreiber dieses in seiner Gutachtertätigkeit wiederholt bekannt geworden ist. So haben einzelne Unternehmer, durch eine unzutreffende Auslegung der vom Eisenbetonausschuß des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins durchgeführten Versuche mit in Mauerwerk eingespannten Balken unterstützt, die Feldmomente auf die Hälfte, ja sogar auf ein Drittel (volle Einspannung) herabgesetzt. Über das Maß der Einspannung in Mauerwerk besserer Güte enthalten die Vorschriften nichts und es werden da naturgemäß auseinandergehende Auffassungen Platz greifen. Es wäre daher wünschenswert, wenn nach dem Abschluß obiger Versuche die Vorschriften ergänzt würden.

*) Wien 1911, in Kommission bei Lehmann & Wentzel G. m. b. H. Wien I.

**) Vgl. Saliger, Dachbauten (Handbuch für Eisenbetonbau IV, 1. Teil, S. 351).

Für durchlaufende, mit ein- oder mehrgeschossigen Stützen entsprechend steif verbundene Träger (rahmenartige Tragwerke) wird, sofern nicht ein strenger Nachweis erbracht wird, ein besonderes näherungsweise Rechnungsverfahren genau vorgeschrieben.

Die Berechnung der (ringsum aufliegenden, rechteckigen) statischen Platten hat nach der folgenden für die Dimensionierung ziemlich unbequemen neuen Methode zu erfolgen: Sind die Rechteckseiten a und b , die Bewehrungsanteile μ_a und μ_b in den Richtungen a und b , so ist die statische Platte mit der gleichmäßig verteilten Gesamtlast P in zwei Balken mit den Stützweiten a und b und den Belastungen P_a und P_b zu zerlegen, welche Balken in der üblichen Weise zu berechnen sind. Mit $k = \frac{\mu_b}{\mu_a}$ soll

$$P_a = \frac{b^2}{k a^2 + b^2} \cdot P \text{ und } P_b = \frac{k a^2}{k a^2 + b^2} \cdot P$$

Die Anwendung dieser Berechnungsart ist unzulässig, wenn

$$\frac{\mu_b}{\mu_a} < 0,3 \text{ und } \frac{b}{a} > 1,5.$$

Bezüglich der Berechnung der Spannungen gelten die üblichen Annahmen. Bei Tragwerken des Hochbaues, die dem Einfluß der Witterung, von Nässe, Dämpfen, Rauch usw. ausgesetzt sind, sowie bei Straßenbrücken, sollen auch die Zugspannungen im Beton unter der Annahme nachgewiesen werden, daß die Formänderungszahl des Betons auf Zug 56 000 kg/cm² (also 2,5 mal weniger als auf Druck) beträgt. Da das elastische Verhalten der Betonzugzone sehr unsicher ist — nach Tetmajers Versuchen*) z. B. würde der Zugmodul durch den Wert der Vorschrift auch nicht annähernd zutreffend ausgedrückt — wäre der Zweck der Zugspannungsberechnung, nämlich schädliche Risse im Beton und damit das Rosten der Eisen zu verhindern, mindestens ebenso verläßlich wie in der Vorschrift, aber rechnerisch weit einfacher und bequemer zu erreichen durch die Aufnahme einer aus Versuch und Praxis geschöpften Anregung, die ich vor längerer Zeit gegeben habe. Sie besteht darin, daß die rechnermäßige Eisenspannung im Zusammenhang mit dem Verhältnis der Rippenbreite b' zur Konstruktionsbreite b ermäßigt werde. Ich habe hierfür folgende, natürlich nur auf eine rohe Wiedergabe tatsächlicher mittlerer Verhältnisse Anspruch erhebende Zusammenfassung aufgestellt (aus „Eisenbeton i. Th. u. K.“, 3. Aufl., S. 102):

Bei $\frac{b}{b'} = 1, 2,5, 5, 7,5, 10, 15$
treten Risse auf,

wenn $\sigma_e = (2160), 1200, 950, 850, 800, 750 \text{ kg/cm}^2$
(rechnungsmäßig mit $n = 15$).

Die Tabelle besagt, daß in Balken mit Rechtecksquerschnitt $\left(\frac{b}{b'} = 1\right)$ unter den höchstüblichen Eisenspannungen ($\sigma_e = 1000$) keine Risse zu erwarten sind und daß z. B. bei einem Rippenbalken mit $\frac{b}{b'} = 7,5$ die Einspannung auf 850 kg/cm² ermäßigt werden müßte, damit schädliche Risse voraussichtlich nicht eintreten.

Die Formänderungen sind unter Voraussetzung eines mit dem $n = 15$ fachen Eisenquerschnitt verstärkten homogenen Betonquerschnitts und einer Formänderungszahl $E = 140\,000 \text{ kg/cm}^2$ zu berechnen.

Sind schlaffe Eiseneinlagen in mehreren Reihen übereinander angeordnet, so ist die äußerste Spannung maßgebend. Diese an sich richtige Bestimmung bedeutet praktisch eine Herabsetzung der rechnerisch zulässigen Eisenspannung, also einen Mehraufwand an Eisen und eine Vermehrung der Rechenarbeit, die beide, auch wenn sie nicht groß sind, der Entwerfende um so unangenehmer empfindet, als dadurch nur einer Formsache genügt wird; denn nach Überschreiten der Streckgrenze haben alle Eisen annähernd gleiche Spannung. Der analoge Fall liegt bei eisernen Fachwerken vor, deren Gurte aber allgemein mit der Schwerpunktsspannung und nicht mit der Randspannung berechnet werden. — Auf diese Weise geht die zugestandene Erhöhung der Eisenspannung auf 1000 kg/cm² (gegen 950 früher), die für den Hochbau als ohnehin mäßig zu bezeichnen ist, verloren.

In vielen Fällen von ziemlicher Bedeutung ist die Neuerung, daß bei Plattenbalken die mittragende Plattenbreite nach jeder Richtung nicht größer als die 4fache Rippenbreite oder als die 8fache Plattendicke angenommen werden darf. Wenn diesbezüglich auch ein gewisser, durch Theorie und Versuch allerdings nicht genau bestimmter Zusammenhang besteht, ebenso wie zwischen der mittragenden Breite und der Spannweite, so ist doch nicht ohne weiteres verständlich, warum die alte und meines Wissens in der Praxis bewährte Regel ganz fallen gelassen wurde. Die neue Vorschrift läuft praktisch in vielen Fällen auf eine Verminderung der Betonpressung hinaus, also auf eine Vermehrung des Sicherheitsgrades im Druckgurt, der ohnehin größer als im Zuggurt ist, begünstigt die Einlage von unwirtschaftlichen Druckeisen, deren tatsächliche Wirkung außerdem der rechnerischen Voraussetzung nicht immer entspricht und verumständlicht die Rech-

*) Armierter Beton 1911, Heft 2—4.

nung. Beim Entwerfen vieler Plattenbalken macht sich dies in unangenehmer Weise fühlbar. Für die Nachprüfung ist die Arbeit allerdings die gleiche.

Außerdem dürfen Platten mit weniger als 6 cm (bei Straßen 8 cm) Dicke als mittragend nicht betrachtet werden. Wenn diese Regel auf die im Hochbau gebräuchlichen Decken mit kleiner Rippenentfernung (Zellendecken, Ast-Mollins usw.) angewendet werden sollte, ist deren Wettbewerbsfähigkeit in ernster Weise gefährdet. Wahrscheinlich wird aber diese allgemeine Beschränkung nicht durchgeführt werden können.

Hinsichtlich der Stege der Plattenbalken wird vorgeschrieben, daß deren Beton wenigstens 30% der Schubkräfte durch Schubspannungen von zulässiger Größe aufnehmen könne, während der Rest, mindestens aber 60% von entsprechenden Eisen aufzunehmen sei. Der Zweck der ersten Bestimmung ist die Erzielung möglichst breiter Rippen (ebenso wie die Bestimmung über die mittragende Plattenbreite). Hierin liegt auch eine gewisse Härte, da der Mehraufwand an Beton im Steg dementsprechende statische Vorteile nicht bietet. Viele früher ausgeführte Konstruktionen werden jetzt unmöglich.

Druckglieder sind auf Knickung zu berechnen wenn $\frac{1}{i} > 60$ (früher 20), was einem Verhältnis $\frac{1}{a} > 17$ (in Preußen 18) entspricht. Der nach Tetmajer einzuführende Abminderungsfaktor beträgt

$$\eta = 1,72 - 0,012 \frac{1}{i}.$$

Für einseitige Knickbelastung gelten besondere Bestimmungen. Hinsichtlich der sonstigen Berechnung von Druckgliedern mit Längseinlagen und Umschnürung sind die früheren Vorschriften mit einigen unwesentlichen Änderungen beibehalten. In Gewölben muß der Anteil der Längseisen wenigstens 0,4% der ganzen Querschnittsfläche betragen.

Der Verbund von Eisen und Beton ist so nachzuweisen, daß die in irgend einem Querschnitt wirkende Zug- oder Druckkraft einer Eiseneinlage bereits vor diesem Querschnitt durch mittlere Haftspannungen von zulässiger Größe in das Eisen übertragen werden kann. Zur Berechnung dieser mittleren Haftspannung ist die genannte Zug- oder Druckkraft gleichmäßig verteilt über die betreffende Haftfläche (Umfang mal Haftlänge) anzunehmen. Für die Wirkung von recht- oder spitzwinkligen Haken ist der 4fache, für jene von halbkreisförmigen Haken der 12fache Durchmesser zur anschließenden geraden Haftstrecke zuzuschlagen. Hiermit ist der alte Grundsatz der Haftspannungsberechnung aus der größten

Querkraft, auf deren Unrichtigkeit und Entbehrlichkeit zuerst Dr. Probst hingewiesen und wovon kürzlich auch Dr. Kleinlogel eine Schrift veröffentlicht hat, fallen gelassen worden. In den schweizerischen Vorschriften von 1909 wird ein Nachweis der Haftspannungen tatsächlich nicht mehr gefordert. Die neuen österr. Vorschriften schaffen eine bedeutende Erleichterung gegen den früheren Zustand, wenn man auch ohne Schaden zu dem schweizerischen Muster hätte übergehen können und sollen. Immerhin werden viele Unzukömmlichkeiten, welche aus der Überschreitung der zulässigen Haftspannungen oft erwachsen, nunmehr wesentlich verringert; allerdings ist die Berechnung umständlicher geworden (vgl. Österr. Wochenschrift f. d. öff. Bau-dienst 1911, Heft 27—28).

Die Abstände der Oberflächen der Längseisen von der Oberfläche des Betons sollen bei Platten wenigstens 1 cm, bei anderen Tragwerken 2 cm, die Zwischenräume zwischen den Eisen den Durchmesser, wenigstens aber 2 cm, bei Straßenbrücken den $1\frac{1}{2}$ fachen Durchmesser, wenigstens 2,5 cm betragen.

Über die Festigkeit des Betons sagen die Vorschriften: Nach 6wöchentlicher Erhärtung an der Luft müssen Probewürfel von 20 cm Seitenlänge und von einer Mischung

470 kg Zement auf 1 m³ Gemenge Sand und Stein
170 kg/cm²,
350 kg Zement auf 1 m³ Gemenge Sand und Stein
150 kg/cm²,
280 kg Zement auf 1 m³ Gemenge Sand und Stein
130 kg/cm²

Festigkeit aufweisen, von welchen im Hochbau bei Biegedruckbeanspruchung 42, 37 und 32 kg/cm², bei Biegezugspannungen 25, 24 und 22, bei reinen Pressungen 28, 25 und 22 kg/cm² zugelassen werden. Die zulässigen Schub- und Scherbeanspruchungen sind 4,5, 4,0 und 3,5, die mittleren zulässigen Haftspannungen 5,5 5,0 und 4,5 kg/cm². Für Straßenbrücken treten ebenfalls nur unwesentliche Änderungen gegen die alte Vorschrift ein. Geringere Mischungen als 280 kg Zement auf 1 m³ Gemenge von Sand und Stein dürfen für Eisenbeton nicht angewendet werden. Viele Praktiker werden trotz des gegen die preußischen Vorschriften nominell weit geringeren Sicherheitsgrades (4 für Balken und 6 für Säulen in Österreich gegen 6 und 10 in Preußen) mit dem hier aufgestellten Prinzip der zulässigen Beanspruchungen nicht einverstanden sein, weil der Gebrauch höherer Spannungen bei hochwertigem Beton ausgeschlossen ist. Da Beton 1:5 besser sein kann als 1:3 und bei richtiger Wahl des Sandes und Steinmaterials weit höhere Festigkeiten als oben angegeben erzielbar sind, würde etwa unter Beibehaltung der in der Vor-

schrift enthaltenen Mindestdruckfestigkeiten die Festsetzung der zulässigen Beanspruchungen als Bruchteile der nachgewiesenen Festigkeiten den Ansprüchen der Ökonomie und dem Bedürfnis der Sicherheit besser entsprechen. Bei Belastungen durch Wind und Schnee wäre auch eine Er-

höhung der zulässigen Beanspruchungen des Eisens und Betons angebracht.

Bruchproben gelten als bestanden, wenn durch sie eine dreifache Sicherheit, bezogen auf die der Berechnung zugrunde gelegten Gesamtlasten, nachgewiesen wird.

VISINTINI-BRÜCKE ÜBER DIE DESNA (RUSSLAND).

Mitgeteilt von Dr.-Ing. L. Hess, K. K. Professor (Brünn).

Das System Visintini, d. i. die Anwendung des Gitterträgers im Eisenbetonbau hat schon in vielen Fällen, namentlich im Brückenbau Verwendung gefunden. Dort wo es sich durchzusetzen wußte, war fast immer die ökonomische Überlegenheit dieses Systems der erfolbringende Faktor. Auch

übersetzt die Desna in einer Länge von 557 m, von welcher aber nur die beiden Endstrecken, 103 bez. 244 m lang nach genanntem System zur Ausführung kamen, während man für die 200 m lange Mittelstrecke bei der für die ganze Brücke in Aussicht genommen gewesenen Holzkonstruktion

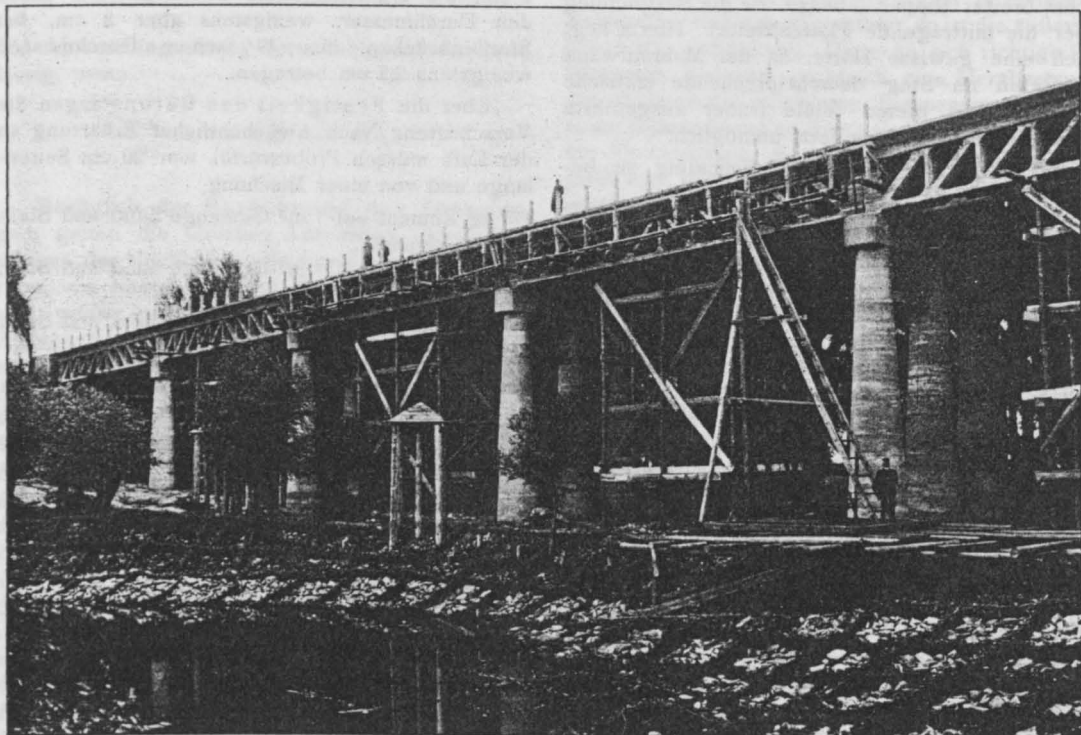


Fig. 1.

Ansicht der fertigen Brücke.

in dem Falle der Desna-Brücke, die hier kurz beschrieben werden soll, war die Möglichkeit, die Brücke mit Visintini-Trägern billiger herzustellen als nach einem anderen System entscheidend.

Die genannte Brücke verbindet die beiden Gouvernements Tschernigoff und Tambow und

verblieb. Diese Zusammenstellung ist jedenfalls merkwürdig und man kann begierig sein, wie lange diese beiden Rivalen, Holz und Eisenbeton, neben einander bestehen werden.

Die Spannweite der Öffnungen beträgt bei dem einen Teile rund 17,2 m, bei dem anderen

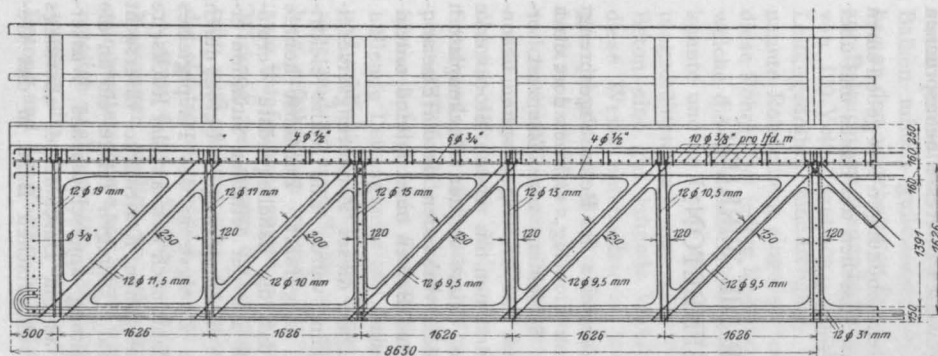


Fig. 2.

Längs- und Querschnitt der Hauptträger.

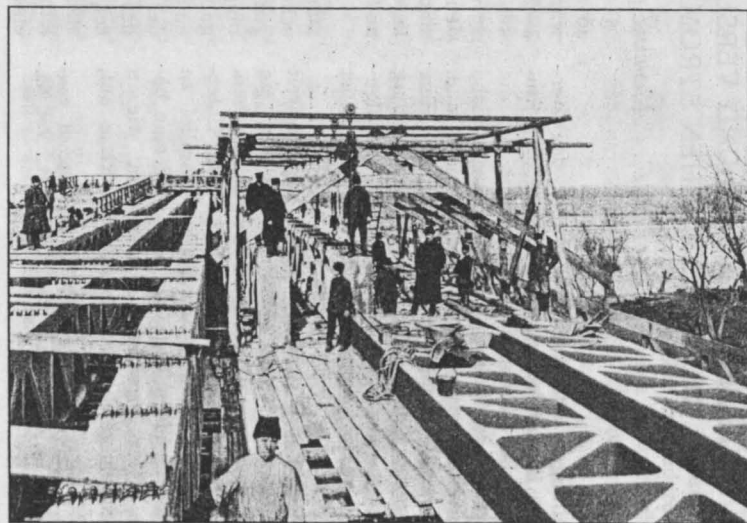
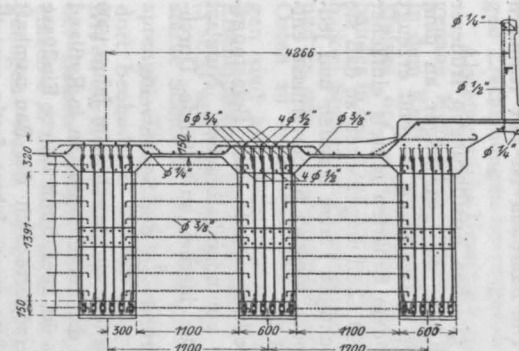


Fig. 3.

Fertige Hauptträger, teils noch liegend, teils schon aufgestellt.

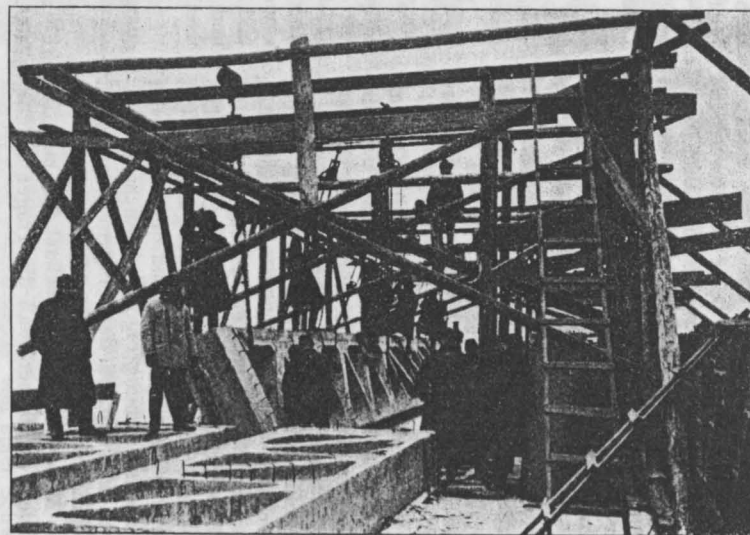


Fig. 4.

Hauptträger, im Umkanten begriffen.

rund 19 m. Die Höhenlage der Brückenfahrbahn über dem Terrain ist verschieden; sie wechselt zwischen 9 und 13 m. Die Pfeiler sind abweichend von den gewohnten Ausführungen in je drei runde Säulen mit kräftigem Anzuge aufgelöst, die an ihrem Kopfe durch kräftige Balken mit einander verbunden sind. (Fig. 1.) Diese Säulen haben einen Eisenbetonmantel, welcher nach Fertigstellung vollständig mit Beton ausgestampft wurde. Die Säulen stehen auf einer gemeinsamen Betonplatte, welche zur Vermehrung der Sicherheit — die entstehende Bodenpressung beträgt nur $2\frac{1}{2}$ kg/cm² — von 16 Straußpfählen getragen wird. Letztere sind 5–8 m lang.

Die Brückenfahrbahn wird in jeder Öffnung von fünf Gitterträgern getragen, welche in einem gegenseitigen Abstand von 1,70 m verlegt sind. Jeder Gitterträger ist 60 cm breit und 1,70 m hoch, hat eine Felderteilung von rund 1,63 m und besteht aus einem nach der Aufbetonierung 32 cm starken Ober-, einem 15 cm starken Untergurte, 12 cm starken Pfosten und 15 cm starken Diagonalen. Die Endstäbe sind entsprechend stärker gehalten. Die Armierung erfolgte mit Rundstählen und ist aus der Konstruktionszeichnung (Fig. 2) ersichtlich. Die Fahrbahnplatte ist zwischen den Trägern 15 cm stark und entsprechend armiert. Die Brückenbreite beträgt bis Mitte Geländer gerechnet 8,54 m. Bemerkenswert ist ferner, daß die Träger an fünf

Stellen durch bewehrte Querwände miteinander verbunden sind. Die Fahrbahn ist mit Klinkern gepflastert.

Wie bei den gleichen Ausführungen früherer Fälle wurden auch hier die Gitterträger an dem Orte ihrer späteren Verwendung liegend erzeugt und nach genügendem Erhärten mittels einfacher Flaschenzüge um 90 Grad umgekannt, so daß sie schon an ihrem richtigen Platze standen und jedweder Transport oder sonstige Erschwernisse entfielen. (Fig. 3 und 4.)

Nach Fertigstellung wurde eine Belastungsprobe mit der einundeinhalbfachen Nutzlast vorgenommen. Die hierbei auftretende Durchbiegung betrug rund $\frac{1}{6000}$ der Spannweite.

Der Bau der Brücke wurde schon im Jahre 1909 begonnen. Durch die kurze Bausaison in Rußland einerseits, andererseits aber durch äußere Einflüsse und Störungen verzögerte sich der Bau namhaft und konnte erst Mitte dieses Jahres fertig gestellt werden.

Jedenfalls gehört dieses Bauwerk mit zu denjenigen, die ein gewisses Interesse beanspruchen können.

Die umstehenden Abbildungen 1–4 geben einen Überblick über das Aussehen des Baues und über die Art der Konstruktion.

NEUE ERFAHRUNGEN UND VERSUCHE ÜBER DIE WIRKUNG DES ELEKTRISCHEN STROMES AUF EISENBETON.

Von F. l'Allemand (Hannover).

I.

Mitteilungen aus der Praxis über das Verhalten von Eisenbetontragwerken unter dem Einfluß elektrischer Ströme haben nunmehr, wo die Grundlagen dieser Erscheinungen durch zahlreiche Laboratoriumsversuche genügend geklärt sind, viel höheren Wert als vor einigen Jahren. Herr H. P. Brown lieferte kürzlich zur Beleuchtung dieser Frage einen wertvollen Beitrag, der allgemeinen Interesse verdient*). Der Sachverhalt ist etwa folgender.

Im Herbst 1906 wurde bei New York, unweit des Kraftwerkes einer elektrischen Bahn, ein großer Speicher dem Verkehre übergeben. Bereits im Sommer 1907 zeigten sich an der Unterseite zahlreicher Balken und Decken parallel zu den Armierungseisen Risse, die sehr bald eine bedeutende Tiefe erreichten. Außerdem wiesen aber auch einige Stützen bedenkliche Risse auf,

so zwar daß stellenweise der Beton abgesprengt war und das Eisen bloß lag, welches dort etwa 3–5 mm starke Schichten von Eisenrost erkennen ließ. Diese Erscheinungen waren besonders in den Kühlräumen im ersten Stockwerke deutlich zu sehen. Risse in den Deckenplatten sind hier jedoch nicht vorhanden, da die Eiseneinlagen von Platte und Balken nicht leitend miteinander verbunden sind.

Um die Ursachen dieser Zerstörungserscheinungen festzustellen, wurde eine Reihe elektrischer Messungen ausgeführt. Zunächst konnte gezeigt werden, daß die naheliegendste Vermutung, welche sich aus der örtlichen Situation ergab, — daß nämlich die Zerstörung des Betons durch einen sekundären Zweigstrom des Hauptgleises der elektrischen Bahn nach dem auf der Rückseite des Gebäudes gelegenen Kraftwerke verursacht sei, — nicht zutraf. Dagegen führte ein an die städtische Rohrleitung angeschlossenes Wasserleitungsrohr von 32 mm Durchmesser allerdings einen Strom der elektrischen Bahn in das Ge-

*) H. P. Brown. Serious injury to a reinforced concrete building by electrolysis. Eng. News 1911. Vol. 65. No. 23.

bäude; jedoch ergaben Messungen der Stromstärke derart kleine Werte, die unmöglich die obigen Erscheinungen hervorgerufen hätten.

Als eigentliche Ursache konnte vielmehr durch genaue Messungen folgende festgestellt werden. In dem Keller zeigten sich innerhalb des Stromkreises der elektrischen Beleuchtung des Gebäudes in der Nähe der stark beschädigten Deckenbalken Spannungsunterschiede von 10 bis 20 Volt und es war eine Stromrichtung von Süden nach Osten zu erkennen. Die Zerstörungserscheinungen sind hier sehr charakteristisch: an den die Eiseneinlagen umschließenden Flacheisenbügeln (3×25 mm) der Balken war durch 5–6 mm starke Schichten von Eisenrost der Beton abgesprengt. Diese Erscheinungen wurden überall dort beobachtet, wo der Beton feucht und das Eisen die Anode der Leitung war. Die Armierung der Balken bestand aus Rundeisen, von denen einzelne in der üblichen Weise an den Enden aufgebogen waren. Zur Verwendung gelangten Flacheisen- und Rundeisenbügel. Die Wasser- und Dampfleitungsröhren sowie die Röhren, welche die Drähte für den elektrischen Beleuchtungsstrom enthielten, waren an der Unterseite der Balken mittels gußeiserner Hülsen durch Schrauben an den eingebetteten Rundeisen befestigt. Der zur Beleuchtung dienende Strom war Gleichstrom von 120 Volt Spannung, der durch gut isolierte Leitungsdrähte hindurchging, die in eben genannte Rohrleitung eingelegt waren. Nun besitzen diese Röhren bei jedem Kontakte Öffnungen, durch welche die Luftfeuchtigkeit jener Räume eintreten konnte und im Laufe der Zeit zwischen den Leitungsdrähten und dem ebenfalls angefeuchteten Beton eine gut leitende Verbindung schuf. Auf diese Weise entstanden in zahlreichen Räumen geschlossene Stromkreise zwischen den Leitungsdrähten und den Eiseneinlagen, welche die bekannten elektrolytischen Zersetzungsercheinungen hervorriefen. Hierbei spielte der feuchte Beton die Rolle des Elektrolyten. Der Stromkreis ist folgender: Von irgendeinem als positive Elektrode wirkenden Kupferdraht geht der Strom infolge der Feuchtigkeit durch das umhüllende Leitungsrohr zur Armierung des Balkens und schließlich durch den Beton zu dem Leitungsrohr, und an einer Stelle, wo wieder die Feuchtigkeit zufällig eine leitende Verbindung geschaffen, zum Kupferdraht zurück. Damit eine zersetzende Wirkung bei einem derartigen Elektrolyten eintritt, muß nach neueren Versuchen von O. P. Watt die elektromotorische Kraft ein gewisses Minimum — etwa 1 bis 1,5 Volt — übersteigen. Örtliche Messungen stellten im vorliegenden Falle Spannungsunterschiede von 5 Volt fest. Um nochmals untrüglich nachzuweisen, daß die genannten Erscheinungen die alleinige Ursache der Rißbildung des Betons und der Rosterscheinung der Eiseneinlagen

seien, wurden außer einer genauen Materialuntersuchung, die eine vollkommen fehlerlose Herstellung des Betons bewies, noch folgende Versuche vorgenommen. Eine Reihe prismatischer Probekörper ($10,5 \times 12,7 \times 23,0$ cm) mit zwei zentralen Eiseneinlagen wurden in die beobachteten Stromkreise eingeschaltet und es zeigte sich, daß nur jene Körper, welche innerhalb des oben beschriebenen Nebensstromes der elektrischen Beleuchtung eingeschaltet waren, in ganz kurzer Zeit an jenen Stellen, wo das Eisen die Anode bildete, Risse im Beton aufzuweisen hatten.

Was die bautechnische Durchbildung der Eisenbetonkonstruktionen des Speichers betrifft, so entsprach diese keineswegs den strengsten Anforderungen, insofern als die Kontinuität und die Aufnahme der Schubspannungen nur in mangelhafter Weise durchgebildet war. Da sich aber im Laufe der Zeit derartig durchgeführte Konstruktionen im allgemeinen bewährten, so sind hiergegen Bedenken nicht zu erheben. Im ganzen Gebäude weisen etwa 164 größere und kleinere Deckenbalken von über 900 m Gesamtlänge mehr oder weniger deutliche Risse auf, wovon sich nur 10 v.H. in den Kellerräumen befinden. Die Risse der Balken verlaufen vorwiegend parallel zu den Eiseneinlagen. Eine vorgenommene Probelastung der am stärksten angegriffenen Balken von rund 5,8 bis 7,0 m Spannweite zeigte, daß trotz der ziemlich starken Beschädigung von einer Schwächung der Tragkraft der Balken bei dem gegenwärtigen Zustande nicht gesprochen werden kann.

Diese interessanten Mitteilungen lassen erkennen, daß bei Anbringung elektrischer Leitungen für Eisenbetonbauten besondere Vorsicht geboten ist. Von den hierzu erforderlichen Maßnahmen wird einandermal die Rede sein.

II.

In der elektrotechnischen Versuchsanstalt der Universität Washington wurden seit 1907 eine Reihe von Versuchen über die Zerstörung des Betons durch den elektrischen Strom angestellt, welche nunmehr veröffentlicht sind*). Die Untersuchungen umfassen folgende Fälle:

A. Erprobung zylindrischer Betonkörper mit zentral eingebetteten Eiseneinlagen. (Diese ergaben die bekannten Resultate).

B. Bestimmung des Widerstandes von trockenen und nassen Betonkörpern.

C. Verhalten verschieden angestrichener, einbetonierter Eisen.

Der Leitungswiderstand wurde an 8 Reihen von je 24 Würfeln untersucht: 12 Würfel bestanden aus reinem Zement, 12 aus Zementmörtel

*) C. E. Magnusson und G. H. Smith. Electrolytic corrosion in reinforced concrete. Proceedings of the Am. Inst. of Electrical Engineers. May 1911.

(1:3). Die Größe war folgende: 3 à 7,6 cm, 6 à 5,1 cm und 3 à 2,5 cm Seitenlänge. Die Gleichförmigkeit der Mischung wurde durch eine Vicatnadel geprüft. Die Aufbewahrung der Probewürfel erfolgte 30 Tage hindurch in feuchtem Zustand. 6 Versuchsreihen wurden während 40 Tagen in mit Dampf geheizten Räumen aufbewahrt und 2 Versuchsreihen einer trockenen Wärmestrahlung ausgesetzt. Die gemessenen Widerstände sind in Tabelle I zusammengestellt.

Tabelle I.

Material	Spez. Widerstand in Ohm
Zement, trocken	1 270 000 · 10 ³
Zementmörtel, trocken	1 060 000 · 10 ³
Zement, naß (Flußwasser)	8,7 · 10 ³
Zement, naß (Seewasser)	7,0 · 10 ³
Zement, naß (Kochsalzlösung 1/3 n)	5,5 · 10 ³
Zement, naß (Kochsalzlösung 1/2 n)	3,85 · 10 ³
Zementmörtel, naß (Flußwasser)	7,4 · 10 ³
Zementmörtel, naß (Seewasser)	6,7 · 10 ³
Zementmörtel, naß (Kochsalzlösung 1/3 n)	4,5 · 10 ³
Zementmörtel, naß (Kochsalzlösung 1/2 n)	2,9 · 10 ³

Die Messung der Widerstände erfolgte zwischen 2 Kupferplatten und ist pro qcm zweier gegenüberliegender Seitenflächen angegeben. Die Tabelle zeigt, daß trockener Zement und Zementmörtel nahezu als Isolatoren, dagegen in feuchtem Zustand als annehmbare elektrische Leiter gelten können.

Um den Einfluß des elektrischen Stromes auf die Festigkeit von Beton zu ermitteln, wurden Versuche mit Reihen von je 4 Würfeln angestellt. Diese waren nebeneinander angeordnet und durch Glasplatten unter Druck zusammengehalten. Eine Salzlösung befeuchtete die Würfel. Dem elektrischen Strom 25 bzw. 30 Tage ausgesetzt, zeigte sich, daß sich an der Eisenanode Rost ansetzte und auch die beiden zunächst liegenden Würfel damit bedeckt waren. Festigkeitsproben ergaben jedoch gegenüber den beiden anderen Probekörpern und vorher hergestellten Vergleichskörpern nahezu keinen Unterschied. Diese Ergebnisse stehen insofern in einem Widerspruch mit bisherigen Versuchen, als sich eine gewisse Beeinflussung der Festigkeit infolge der Wirkung elektrischer Ströme bereits, wenn auch nicht in bedeutendem Maße, herausgestellt hat. Daß diese Tatsache hier nicht gefunden wurde, hat seinen Grund in der Anordnung des Versuches, welche es ermöglichte, daß fast die Hälfte des elektri-

schen Stromes nicht durch die Versuchskörper selbst ging, sondern einen Weg längs deren angefeuchteter Oberfläche an den umschließenden Glasplatten fand. Dieser so bedeutend geschwächte Hauptstrom konnte dann bei der kurzen Dauer der Wirkung unmöglich eine wesentliche Beeinflussung ausüben.

Eine weitere Versuchsreihe erprobte die Wirkung von verschiedenen Anstrichen der einbetonierten Eisen. Tabelle II gibt über den Wert der einzelnen Mittel Aufschluß.

Überblickt man diese Resultate, so kann ausgesprochen werden, daß trotz der verbessernden Wirkung — namentlich von seiten aluminiumhaltiger Anstriche — das Ergebnis stets dasselbe ist: Der Beton zeigt nach mehr oder weniger langer Versuchsdauer fast ausnahmslos Risse. Praktische Erfolge konnten also bisher nicht erzielt werden.

III.

Bei der letzten Tagung der amerikanischen Elektroingenieure in Chicago berichteten die Herren H. Barker (New York) und Prof. W. L. Upson (Burlington, Vt.) gelegentlich der Besprechung obiger Versuche von Magnusson und Smith über eigene Untersuchungen, welche an der Universität Vermont (1910) ausgeführt wurden*).

Diese Versuche beabsichtigten eine Klärung der eigentlichen mechanischen Vorgänge bei der Rißbildung des Betons. Teilweise abweichend von den bisherigen Arbeiten umfaßte das Versuchsprogramm folgende Punkte:

1. Untersuchung zylindrischer Betonkörper mit einseitig einbetonierten Eisenröhren,
2. mit spiralförmig gebogenen Eisenblechelektroden,
3. mit Kohlenstoffelektroden,
4. mit locker eingelegten Kohlenelektroden.

Durch diese verschiedenartige Anordnung der Elektroden ist man in der Lage festzustellen, ob Wärmespannungen, Volumsvergrößerung der verrosteten Eisen oder andere Ursachen die Rißbildung des Betons herbeiführen. Eine ähnliche Anordnung findet sich bereits bei den Versuchen von Langsdorf und Chapman**). Diese verschiedenen Probekörper wurden sowohl Gleich- als Wechselströmen unterworfen; außerdem setzte man eine Versuchsreihe auch den Wirkungen der Wärme aus.

Zunächst einige kurze Mitteilungen über die verwendeten Rohmaterialien. Der Portlandzement

*) Die Versuche wurden von Herrn H. Barker, Prof. W. L. Upson unter Mitwirkung von Prof. J. W. Elliot und der Herren O. J. Oligati und H. Roberts ausgeführt. Wiedergegeben nach dem Bericht in Eng. News 1911. Vol. 66. No. 1 Experimental studies of the electrolytic destruction of reinforced concrete.

**) Vergl. Armiert Beton 1911. Heft 2.

Tabelle II.

Material	Elektrolyt	Versuchsdauer in Tagen	Spannung in Volt	Stromstärke in Ampère	Ergebnis
Blankes Eisen	Frisches Wasser	26	92,0	0,071	Risse nach 29 Stunden, Eisen stark verrostet
"	Salzwasser	35	8,0	0,040	Risse nach 7 Tagen, Eisen stark verrostet
"	"	5	29,0	0,250	Risse, Eisen verrostet
Blankes Eisen, Beton mit Seifen u. Alaunzusatz 1:100	"	21	30,2	0,128	" " "
Bleimennigeanstrich	"	47	30,0	0,076	" " "
"	"	7	31,0	0,145	Farbe zersetzt
Graphitanstrich	"	9	31,0	0,205	Risse, Eisen verrostet, Farbe zersetzt
Zinkanstrich	"	0,19	101,0	1,650	Risse, Eisen stark verrostet
1 mal. Aluminium-Amylacetatanstrich	Frisches Wasser	38	42,0	0,123	Risse, Chlor u. Dampfentwicklung
2 mal. Aluminium-Amylacetatanstrich	Seewasser	14	43,5	0,040	Risse, stark verrostet
3 mal. Aluminium-Amylacetatanstrich	Frisches Wasser	26	92,0	0,019	" " "
3 mal. Aluminium-Amylacetatanstrich	Seewasser	37	103,7	0,019	" " "
3 mal. Alum. Florette Firnißanstrich	"	197	100,0	0,001	" " "
1 mal. Florette Firnißanstrich	Salzwasser	179	42,0	0,007	Nach 16 Tagen Wasser mit Rostspuren a. d. Oberfläche d. Körper, keine weitere Erscheinung
2 mal. Takolith-Anstrich (Patent)	"	73	100,0	0,007	Risse, Eisen verrostet
2 mal. P.- u. B.-Anstrich (Patent)	"	252	40,0	0,003	"
2 mal. P.- u. B.-Anstrich (Patent)	"	198	39,2	0,004	Kein Rost
2 mal. Asphaltanstrich	"	198	104,0	0,001	Nach 4 Monaten Rost u. Risse
2 mal. R. J. W. Nr. 110-Anstrich (Patent)	"	41	31,0	0,005	Kein Rost
2 mal. Takolith- u. 1 mal. R. J. W. Nr. 110-Anstrich	"	124	107,0	0,000	Risse, Eisen verrostet
Blankes Eisen, Wechselstrom	"	198	40,2	0,445	Kein Rost

(spez. Gewicht 3,11) entsprach vollkommen den Normenproben; der Beton wurde 1:2:4 gemischt. Die Versuchsanordnung zeigt Fig. 1. Je eine Gruppe der Probekörper enthält je eine Type mit verschiedenen Elektroden. Es wurden mit konstantem Gleich- und Wechselstrom von 0,1 Amp. zwei Versuchsreihen gleichzeitig untersucht.

Zu 1. Die Probekörper mit eingebetteten

Eisenröhren als Anoden (Fig. 2) verhielten sich in der durch frühere Versuche bereits genügend bekannten Weise: Nach anfänglicher Gasentwicklung an der einbetonierten Elektrode konnte schon nach 24 Stunden eine starke Rostentwicklung wahrgenommen werden, die sich allmählich über die ganze Oberfläche des Körpers ausbreitete. Die Temperatur schwankte um 22° C. Die gemessenen Widerstände zeigten im Verlauf des Ver-

suches eine Zunahme, welche sich durch die abnehmende Porosität des Betons infolge der gebildeten Rostteilchen oder durch chemische Veränderung des Zementes erklären läßt; bei beginnender Rißbildung tritt aber eine rasche Abnahme dieser Widerstände ein. Gleichartige, jedoch der Wir-

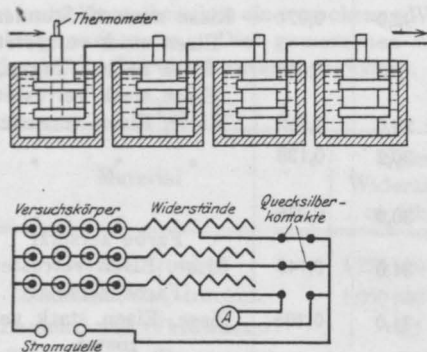


Fig. 1.

kung eines Wechselstromes ausgesetzte Versuchskörper zeigten erst dann Veränderungen als die Stärke auf 3 Amp. erhöht wurde und die Innentemperatur auf 45° C zunahm. Nach 8 bis 10-stündiger Wirkungsdauer trat dann Rißbildung ein.

Zu 2. Die ganz ähnlich hergestellten Versuchskörper mit spiralförmig gewundenen Eisenblechelektroden brachen unter dem Einfluß des Gleichstromes an zweiter Stelle. Die Ursache des später erfolgten Bruches lag teilweise in dem größeren Durchmesser der Elektroden, teilweise in ihrer Nachgiebigkeit gegenüber der Volumsvergrößerung durch den gebildeten Eisenrost. Wechselstrom war selbst bei Erhöhung der Stromstärke auf 3 Amp. ohne Wirkung.

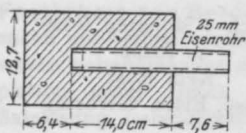


Fig. 2

Zu 3. Bei der Verwendung von Kohlenelektroden zeigte sich ebenfalls bei Gleichstrom eine Zersplitterung des Betons. Die Kohlenstoffanode wurde vollständig zersetzt und an ihre Stelle war

eine schwarze, breiige Masse getreten, ein Gemisch aus Kohle und gewissen Betonbestandteilen. Risse traten nach 25 Tagen auf. Die Zunahme der Widerstände war keineswegs so ausgesprochen wie bei der Verwendung der Eisenelektroden. Durch Wechselstrom wurde weder die Anode noch der Beton angegriffen.

Zu 4. An den locker eingesetzten Kohlenelektroden zeigten sich Gasbläschen von chlorartigem Geruche. Die stark angegriffene Anode wies dieselbe schwarze Masse auf wie im vorigen Falle. Nach vierwöchentlicher Dauer konnte

keine Zerstörung des Betons gefunden werden. Eine Erhöhung der Stromstärke auf 1 Amp. durch 12 Stunden hindurch war ebenso wie der Einfluß des Wechselstromes ohne Wirkung.

Vollkommen einbetonierte Eisen (Fig. 3) erhielt die Zuführung des elektrischen Stromes wie in der Figur angegeben. Bereits nach 18 Tagen trat bei einer Stromstärke von 0,1 Amp. (Gleichstrom) die übliche Rißbildung und Rostverteilung an der Anode ein. Das Aussehen der Probekörper glich vollkommen denen der Langsdorfschen Versuche. Wechselstrom war ebenfalls ohne Wirkung. Zur Beobachtung des Einflusses der Wärme wurden die einbetonierten Eisenrohre auf gleicher Temperatur gehalten wie bei den Versuchen mit Gleichstrom. Die Temperatur war

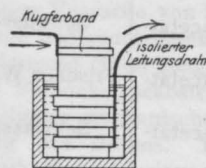
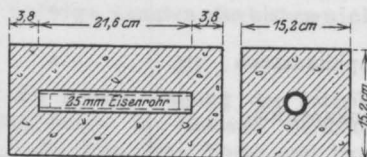


Fig. 3.

wenig von der Zimmertemperatur verschieden und die Proben blieben völlig unbeschädigt. Beim Aufschlagen zeigte sich keinerlei Rost.

Eine weitere Versuchsreihe umfaßte Sätze von je 22 kleineren Probekörpern (Fig. 4), welche die obigen vier verschiedenen Elektroden aufweisen; sie wurden derselben Behandlung unterworfen, jedoch in regelmäßigen Pausen geprüft, um eine plötzliche oder nur allmählich vor sich gehende Zerstörung des Betons beurteilen zu können. Es gelangte Zementmörtel 1:2 zur Verwendung. Die Körper wurden 3 Wochen lang vor ihrer Verwendung feucht aufbewahrt. In ähnlicher Weise stellte man 20 Vergleichskörper her. Bei Beginn der Versuche und in regelmäßigen Zwischenräumen dem Verlaufe der Versuche entsprechend, wurden je 2 Probekörper in einer Druckmaschine einer Festigkeitsprobe unterworfen. Gewichtsbestimmungen vor und nach dem Versuche ergaben den Rostverlust der Eisenrohre. Der durchschnittliche tägliche Verlust an Eisen betrug bei einer Versuchsdauer von 31 Tagen etwa 0,2 g. Die Druckproben ließen zwischen

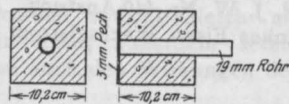


Fig. 4.

den der Wirkung des elektrischen Stromes ausgesetzten Würfeln und den Vergleichskörpern nur ganz unwesentliche Schwankungen erkennen.

Überblickt man die ausgeführten Versuche, so sind sie abgesehen von einigen neueren Anordnungen, in erster Linie wegen ihrer umfang-

reichen und eingehenden Messungen beachtenswert. Neue Gesichtspunkte weisen sie nicht auf. Vielmehr schließen sich ihre Ergebnisse den bereits bekannten Versuchen enge an und es kann bezüglich ihrer Schlußfolgerungen auf diese verwiesen werden.

WIRTSCHAFTLICH GÜNSTIGE BALKENABSTÄNDE UND STÜTZENSTELLUNGEN BEI EISENBETONBAUTEN.

Von Dipl.-Ing. E. Elwitz (Düsseldorf).

Bei gegebener Lage und Anordnung von Balken und Stützen wird bei unseren jetzigen Preisverhältnissen die Querschnittsbemessung von Platten am wirtschaftlichsten, wenn die Festigkeitseigenschaften beider Baustoffe, des Betons wie des Eisens, ganz ausgenutzt werden; die Plattenbalken wird man so hoch machen, als dies aus praktischen Gründen nur zulässig ist. Auf die Kosten des ganzen Bauwerkes ist indessen nicht allein die richtige Querschnittsbestimmung, sondern in weit höherem Maße noch die zweckmäßige Anordnung und Verteilung der Balken und Stützen von großem Einfluß. Die Gesichtspunkte, nach denen dies zu erfolgen hat, sind sehr mannigfaltig. Neben Erwägungen allgemeiner Natur, der Zweckmäßigkeit und Brauchbarkeit des Grundrisses, einer guten Raumgestaltung usw. kommt auch der Kostenaufwand des zu errichtenden Bauwerkes in Frage. Wie dieser bei sonst gleicher Güte und Sicherheit des Tragwerkes zu einem Kleinstwert gemacht werden kann, soll hier behandelt werden. Für die Bedürfnisse der Praxis wird die Behandlung der beiden folgenden Aufgaben hinreichenden Aufschluß geben.

Aufgabe I. Stützenstellung gegeben, Balkenentfernung gesucht.

Unter den jetzigen Preisverhältnissen ist die Ausnutzung der Festigkeitseigenschaften beider Baustoffe, des Betons wie des Eisens, bei der Querschnittsbemessung von Platten am wirtschaftlichsten. Es können also für die Deckenstärke d und die Eiseneinlage f_e der Platte die Formeln benutzt werden

$$d = a_0 \sqrt{M} + a \quad \text{und} \quad f_e = b_0 \sqrt{M}$$

(z. B. für

$$\sigma_b = 34, \quad \sigma_s = 1000 \text{ kg/cm}^2: a_0 = 0,0443, \quad b_0 = 0,0254).$$

$$\text{Weiter ist } \sqrt{M} = \sqrt{\pi_g \cdot g \cdot l^2 + \pi_p \cdot p \cdot l^2}$$

Darin soll in p außer der reinen Nutzlast noch das Gewicht der Betonschicht unterhalb Eisenmitte sowie dasjenige von etwa vorhandenen Fußbodenbelag, Putz usw. enthalten sein, während g nur das Eigengewicht bis Eisenmitte bedeutet.

π_g hat für Mittelfelder den Wert $0,025$, $\pi_p \leq 0,075$ ($< 0,075$, da in p außer der reinen Nutzlast noch ständige Last enthalten ist; kann in besonderen Fällen leicht genauer festgestellt werden); l ist die Stützweite der Platte oder die gesuchte Balkenentfernung. Führt man das Verhältnis von $p : g = \varepsilon$ ein, so erhält man

$$d = a_0 \sqrt{g} \sqrt{\pi_g + \varepsilon \cdot \pi_p} \cdot l.$$



Fig. 1.

Mit γ als spez. Gewicht des Deckenmaterials wird $g = \gamma \cdot d$ und

$$d = a_0^2 \cdot \gamma (\pi_g + \varepsilon \cdot \pi_p) l^2.$$

Setzt man weiter

$$a_0^2 \gamma \cdot \pi_g = c_0, \quad a_0^2 p \cdot \pi_p = c_1,$$

so erhält man bei Wahl eines geeigneten Kostenwertes k_1

$$1. \quad k_1 \cdot d = k_1 (c_0 + \varepsilon \cdot c_1) l^2$$

als Kosten für 1 m² Platte ohne Schalung und Stützung.

Wird der Inhalt des Steges beim Plattenbalken $c_2 \cdot L \cdot l$ gesetzt, so erhält man als Belastung q für 1 m Balken

$$q = p + (c_0 + \varepsilon \cdot c_1) \gamma \cdot l^2 + c_2 \gamma \cdot L \cdot l.$$

Bei Wahl der Querschnittsabmessungen des Plattenbalkens ist es vorteilhaft, die Höhe h so groß als möglich zu machen. Doch wird man aus praktischen Gründen über ein gewisses Maß nicht hinausgehen. Letzteres dürfte am zweckmäßigsten

zur Balkenstützweite in einem bestimmten Verhältnis stehen. Die zulässige Beanspruchung des Betons im Druckgurt wird dabei fast nie erreicht, so daß die Eiseneinlage F_e im Balken am einfachsten mit Hilfe des Hebelarmes h_s der Mittelkräfte im Zug- und Druckgurt ermittelt wird; es ist $h_s \approx \frac{8}{9} h$, also

$$F_e = \frac{p + (c_0 + \epsilon \cdot c_1) \gamma \cdot l^2 + c_2 \gamma \cdot L \cdot l}{h_s \cdot \sigma_e} \pi \cdot L^2.$$

π ist dabei $\frac{1}{8} = 0,125$, $\frac{1}{10} = 0,10$, $\frac{1}{12} = 0,0835$, $\frac{1}{15} = 0,0667$, $\frac{1}{24} = 0,0417$ je nach dem Grade der Einspannung und der Kontinuität.

Vorstehendes F_e gibt den Eisenquerschnitt im Balken in cm^2 an. Rechnet man für Bügel, Abbiegungen, Stöße, Verluste usw. rd. 27% hinzu, dann stellt F_e direkt das Gewicht für 1 m Balken in kg dar. Nach Einführung von $h_s \cdot \sigma_e \frac{1}{\pi} = c_3 \cdot L$ und $p = \epsilon (c_0 + \epsilon \cdot c_1) \gamma \cdot l^2$ bekommt man

$$2. \frac{k_3 \cdot F_e}{1} = k_2 \frac{(c_0 + \epsilon \cdot c_1) (\epsilon + 1) l^2 + c_2 \cdot L \cdot l}{c_3 \cdot l} \gamma \cdot L$$

Kosten des Eisens im Balken für 1 m^2 Grundfläche.

Ferner sind für die gleiche Fläche

$$3. \quad k_3 \frac{c_2 \cdot L \cdot l}{1} = k_3 \cdot c_2 \cdot L$$

die Kosten des Betons im Balkensteg.

Endlich

$$4. \quad k_4 \frac{L}{1}$$

die Kosten für Mehrschalung und -stützung/ m^2 , während

5. der Rest der Kosten für Schalung, Stützung usw. eine Unveränderliche ist.

Die Gesamtkosten K für 1 m^2 Tragwerk betragen zusammen

$$K = k_1 (c_0 + \epsilon \cdot c_1) l^2 + k_2 \frac{(c_0 + \epsilon \cdot c_1) (\epsilon + 1) l^2 + c_2 \cdot L \cdot l}{c_3 \cdot l} \gamma \cdot L + k_3 \cdot c_2 \cdot L + k_4 \frac{L}{1} + \text{Const.}$$

Der gleich Null gesetzte Differentialquotient $\frac{dK}{dl}$ liefert zur Auffindung der wirtschaftlich günstigsten Balkenentfernung l folgende Gleichung

$$2 k_1 (c_0 + \epsilon \cdot c_1) l^3 + k_2 \frac{(1 + \epsilon) (c_0 + \epsilon \cdot c_1)}{c_3} \gamma \cdot L \cdot l^2 = k_4 L,$$

die man sehr leicht durch Probieren auflöst, wenn man sie schreibt

$$1) l^2 = \frac{k_4 \cdot L}{2 k_1 (c_0 + \epsilon \cdot c_1) \cdot l + \frac{k_2}{c_3} (1 + \epsilon) (c_0 + \epsilon \cdot c_1) \cdot \gamma \cdot L.}$$

Für hiesige mittlere Preisverhältnisse würden sich die Unveränderlichen, wie folgt, bestimmen:

Unter Voraussetzung einer Betonrandspannung $\sigma_b = 34$, einer Eisenzugspannung $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$ wird

$$c_0 = \frac{0,0443^2 \cdot 0,025 \cdot 2,40}{10} = 0,00118$$

$$\text{und } c_1 = \frac{0,0443^2 \cdot 0,075 \cdot 2,40}{10} = 0,00355,$$

ferner für

$$\sigma_e = 1,000 \text{ t/cm}^2, \quad h = 0,1125 \text{ L}; \quad h_s = \frac{8}{9} \cdot h = 0,10 \text{ L}$$

und für

$$\pi = 0,125, \quad 0,10, \quad 0,0835, \quad 0,0667, \quad 0,0417$$

$$c_3 = 0,8, \quad 1,0, \quad 1,2, \quad 1,5, \quad 2,4,$$

endlich

$$k_1 = 1,0 \cdot 20 + \frac{0,0254}{0,0443} \cdot 20 = 20 + 11,5 = 31,5,$$

$$k_2 = 0,22,$$

$$k_4 = 0,30.$$

Bei der Bestimmung der letzten 3 Unveränderlichen ist angenommen, daß 1 m^3 gestampfter Beton 20 M, 100 kg Eisen in der Platte einschließlich Abbiegearbeit und Verlegen 20 M, 1 kg Eisen im Balken 0,22 M kosten sollen. Die Kosten der Mehrarbeit an Stützung und Schalung sollen 0,3 L in m M für 1 m Balken betragen. Unter Zuerundelegung vorstehender Zahlen sind für verschiedene Spannweiten L und verschiedene ϵ (d. i. verschiedene p) die zugehörigen Entfernungen l errechnet und in nachstehende Tabelle eingetragen.

Tabelle I.

	$\pi = 0,125$							$\pi = 0,1$		$\pi = 0,0834$		$\pi = 0,0667$		$\pi = 0,0417$	
	$\epsilon = 0,6$	1,0	1,4	2,0	3,0	4,0	10,0	$\epsilon = 1,0$	3,0	$\epsilon = 1,0$	3,0	$\epsilon = 1,0$	3,0	$\epsilon = 1,0$	3,0
$L = 4,5 \text{ m}$	1,84	1,62	1,48	1,33	1,16	1,045	0,694	—	—	—	—	—	—	—	—
6,5 "	2,075	1,825	1,66	1,485	1,29	1,16	0,75	1,835	1,31	1,84	1,32	1,85	1,33	1,855	1,35
9,0 "	2,30	2,03	1,84	1,64	1,42	1,265	0,795	2,04	1,44	2,05	1,455	2,06	1,47	2,07	1,495
12,0 "	2,52	2,215	2,01	1,785	1,54	1,365	0,84	—	—	—	—	—	—	—	—

Jedem Wert von ε gehört ein ganz bestimmter Wert von p zu. Man könnte also mit Leichtigkeit aus vorstehender Tabelle eine neue Tabelle anfertigen, die keine Verhältnisse ε mehr, sondern nur die direkte Nutzlast enthalten würde. Für den praktischen Gebrauch wäre die zweite Tabelle zweckmäßiger.

Auf den ersten Blick fallen sofort die kleinen Balkenentfernungen auf. Dies hat seinen Grund darin, daß die Plattenstärke rein rechnermäßig ohne Rücksicht auf die Bedürfnisse der Praxis in die Untersuchung eingeführt ist. Das herabgeminderte Eigengewicht der Platte und die dadurch erzielte Kostenersparnis bedingen die kurze Balkenentfernung. Obwohl die Beanspruchung in der Platte laut Voraussetzung $\sigma_b = 34$, ferner auch der Druck im Plattenbalken, wie man sich durch Nachrechnung überzeugen kann, nirgends die zulässige Grenze überschreitet, wird man aus praktischen Erwägungen die sehr dünnen Plattenstärken nicht ausführen. Eine kleinere Plattendicke als 0,16 der Unterzugshöhe dürfte für die Ausführung kaum zu empfehlen sein. Letzterer Wert übertrifft überall die Stärken, die den 1 vorstehender Tabelle zugehören. Für unsere augenblicklichen Preisverhältnisse sind hiernach die Werte 1 der Tabelle I zur Ausführung nicht zu empfehlen. Die Untersuchung soll daher noch einmal unter Voraussetzung einer Plattenstärke gleich 0,16 der Unterzugshöhe durchgeführt werden.

Die Plattenstärke soll betragen $d = c_0 L$.

Bei der Belastung $q = c_0 L \gamma + p$ von 1 m² Platte und bei einem Hebelarm $h_s \approx 0,85 d = 0,85 c_0 L$ ermittelt sich die Eiseneinlage f_e in der Platte zu

$$f_e = \frac{c_0 L \gamma \cdot \pi_g + p \pi_p}{0,85 c_0 L \cdot \sigma_e} l^2 = \left(c_1 + \frac{c'_1 p}{L} \right) l^2$$

mit

$$c_1 = \frac{\gamma \cdot \pi_g}{0,85 \cdot \sigma_e} \text{ und } c'_1 = \frac{\pi_p}{0,85 c_0 \cdot \sigma_e}.$$

Nun erhält man

$$1. k_0 \cdot c_0 L + k_1 \left(c_1 + \frac{c'_1 p}{L} \right) \cdot l^2$$

als Kosten der Platte

$$2. \frac{k_2 F_e}{l} = k_2 \frac{p + c_0 \gamma L + c_3 \gamma L l}{c_3 l} \cdot L$$

Kosten des Eisens im Balken;

c_2 und c_3 haben dieselbe Bedeutung wie früher;

$$3. \text{Konstante Kosten des Betons im Balkensteg;}$$

$$4. k_4 \frac{L}{l}$$

Kosten der Mehr-Schalung und -Stützung.

Die Gesamtkosten belaufen sich auf

$$K = k_1 \left(c_1 + \frac{c'_1 p}{L} \right) l^2 + k_2 \frac{p + c_0 \gamma L + c_3 \gamma L l}{c_3 l} L + k_4 \frac{L}{l} + \text{const.}$$

Wie vorhin liefert

$$\frac{dK}{dl} = 0$$

die Gleichung

$$2 k_1 \left(c_1 + \frac{c'_1 p}{L} \right) l - \left(k_2 \frac{p + c_0 \gamma L}{c_3} L + k_4 L \right) \frac{1}{l^2} = 0,$$

woraus endlich

$$l = \sqrt[3]{\frac{k_2 (p + c_0 \gamma L) + k_4 c_3}{2 k_1 \cdot c_3 (c_1 L + c'_1 p)}} \cdot L^2 \dots \dots \text{(Ia)}$$

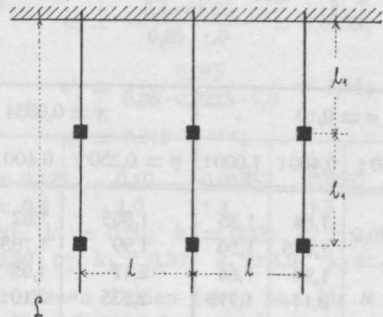


Fig. 2.

Mit den folgenden unter den gleichen Voraussetzungen wie früher bestimmten Unveränderlichen

$$c_0 = 0,16 \left(\frac{0,1 \cdot 9}{8} \right) = 0,0185;$$

$$c_1 = \frac{2,4 \cdot 0,025}{0,85 \cdot 1,0} = 0,0705;$$

$$c'_1 = \frac{0,075}{0,85 \cdot 0,0185 \cdot 1,0} = 4,8;$$

für	$\pi = 0,125,$	$0,10,$	$0,0835,$	$0,0667,$	$0,0417,$
	$c_3 = 0,80$	$1,0,$	$1,2$	$1,5$	$2,4,$
	$k_1 = 0,20;$	$k_2 = 0,22;$	$k_3 = 0,30$		

erhält man für verschiedene Nutzlasten p und für verschiedene Spannweiten L die in nachfolgender Tabelle mitgeteilten Werte der Balkenentfernungen l .

Tabelle II.

	$\pi = 0,125$									
	$p = 0,100 \text{ t}$	0,150 t	0,250 t	0,300 t	0,400 t	0,500 t	0,600 t	0,800 t	1,00 t	1,5 t
$L = 3,0 \text{ m}$	2,275	2,09	1,86	1,78	1,675	1,597	1,54	1,455	1,40	1,315
3,5 "	2,50	2,30	2,05	1,975	1,85	1,77	1,705	1,62	1,555	1,46
4,0 "	2,70	2,495	2,245	2,15	2,025	1,935	1,865	1,77	1,70	1,595
4,5 "	2,895	2,685	2,43	2,33	2,19	2,095	2,025	1,91	1,84	1,725
5,0 "	3,075	2,86	2,59	2,49	2,35	2,245	2,165	2,05	1,975	1,855
5,5 "	3,25	3,03	2,75	2,65	2,50	2,395	2,305	2,19	2,11	1,98
6,0 "	3,42	3,20	2,90	2,80	2,64	2,54	2,445	2,32	2,235	2,10
6,5 "	3,575	3,35	3,05	2,95	2,78	2,675	2,58	2,45	2,355	2,215
7,0 "	3,73	3,50	3,20	3,10	2,92	2,815	2,71	2,575	2,48	2,33
7,5 "	3,88	3,65	3,34	3,24	3,06	2,935	2,835	2,70	2,60	2,445
8,0 "	4,03	3,79	3,48	3,37	3,20	3,07	2,96	2,82	2,72	2,55
8,5 "	4,17	3,93	3,61	3,50	3,33	3,195	3,09	2,965	2,83	2,66
9,0 "	4,30	4,065	3,75	3,63	3,45	3,31	3,21	3,055	2,94	2,77
9,5 "	4,435	4,20	3,88	3,77	3,57	3,44	3,33	3,15	3,05	2,875
10,0 "	4,56	4,33	4,01	3,89	3,70	3,56	3,45	3,245	3,16	2,97
11,0 "	4,805	4,58	4,25	4,14	3,94	3,79	3,67	3,49	3,37	3,18
12,0 "	5,06	4,825	4,48	4,37	4,17	4,005	3,89	3,71	3,58	3,375

$\pi = 0,10$			$\pi = 0,0834$			$\pi = 0,0667$			$\pi = 0,0417$		
$p = 0,250 \text{ t}$	0,400 t	1,000 t	$p = 0,250 \text{ t}$	0,400 t	1,000 t	$p = 0,250 \text{ t}$	0,400 t	1,000 t	$p = 0,250 \text{ t}$	0,400 t	1,000 t
1,83	1,64	1,35	1,805	1,62	1,315	1,78	1,585	1,28	1,75	1,545	1,22
2,02	1,815	1,50	1,99	1,785	1,46	1,96	1,75	1,42	1,93	1,705	1,35
2,20	1,98	1,64	2,17	1,95	1,595	2,135	1,91	1,55	2,09	1,855	1,475
2,37	2,14	1,775	2,335	2,10	1,725	2,30	2,06	1,675	2,25	2,00	1,59
2,535	2,29	1,90	2,495	2,25	1,85	2,455	2,205	1,80	2,40	2,14	1,71
2,69	2,44	2,03	2,65	2,395	1,975	2,60	2,35	1,92	2,54	2,27	1,82
2,84	2,575	2,150	2,795	2,52	2,095	2,75	2,465	2,035	2,68	2,395	1,93
2,99	2,71	2,27	2,94	2,66	2,21	2,895	2,61	2,145	2,81	2,53	2,04
3,13	2,85	2,39	3,08	2,80	2,32	3,03	2,745	2,255	2,94	2,645	2,14
3,26	2,98	2,50	3,21	2,92	2,43	3,15	2,855	2,355	3,06	2,765	2,24
3,40	3,105	2,61	3,345	3,045	2,54	3,28	2,98	2,45	3,185	2,88	2,325
3,53	3,23	2,72	3,47	3,165	2,65	3,40	3,10	2,56	3,30	2,985	2,425
3,655	3,355	2,825	3,59	3,285	2,76	3,52	3,21	2,66	3,41	3,10	2,52
3,78	3,47	2,93	3,71	3,40	2,845	3,635	3,32	2,75	3,52	3,20	2,61
3,90	3,59	3,03	3,83	3,51	2,94	3,75	3,42	2,85	3,63	3,29	2,70
4,14	3,81	3,23	4,055	3,73	3,14	3,97	3,63	3,035	3,835	3,49	2,87
4,36	4,04	3,43	4,27	3,94	3,33	4,18	3,84	3,22	4,025	3,69	3,04

Die vorstehenden Werte von l oder die für andere Preisverhältnisse, in besonderen Fällen auch die bei anderer Bestimmung der unveränderlichen Größen ermittelten Zahlen l , sollen natürlich nur einen Anhalt geben für die Verteilung der Unterzüge. Die errechneten Balkenentfernungen sind in Einklang zu bringen mit den gegebenen Grundrißverhältnissen, Fensterfeilern usw.

Aufgabe II: Balkenentfernung und Stützenstellung gesucht.

Die Plattenstärke d wird, wie vorhin, als Bruchteil der Balkenhöhe h (und zwar hier $d = 0,20 h$), mithin als Bruchteil der Balkenentfernung l_1 gesetzt:

$$d = c_0 l_1$$

Die Eiseneinlage der Platte bekommt man aus

$$f_e = \frac{c_0 l_1 \gamma \pi_g + p \pi_p}{0,85 c_0 l_1 \sigma_e} l_2^2.$$

Es betragen also:

$$1. k_0 c_0 l_1 + k_1 \left(c_1 + \frac{c'_1 p}{l_1} \right) l_2^2$$

die Kosten der Platte mit

$$c_1 = \frac{\gamma \pi_g}{0,85 \sigma_e} \text{ und } c'_1 = \frac{\pi_p}{0,85 c_0 \sigma_e};$$

$$2. \frac{k_2 F_e}{1} = k_2 \frac{p + c_0 \gamma l_1 + c_2 \gamma l l_1}{c_3 l} l_1$$

die Kosten der Eisen im Balken;

$$3. \frac{k_3 l l_1}{1} = k_3 l_1$$

die Kosten des Betons im Balkensteg;

$$4. \frac{k_4 l_1}{1}$$

die Kosten der Mehr-Schalung u. -Stützung des Balkens;

$$5. \frac{k_5 H}{l l_1} + k_6 H (p + c_0 \gamma l_1) \frac{l l_1}{l l_1}$$

die Kosten der Stütze.

Unter H ist dabei die Höhe der Stütze zu verstehen oder die Höhe der Ersatzstütze, wenn bei etwa erforderlichem Stützenfundament letzteres in ein entsprechendes Stützenstück von den gleichen Kosten umgewandelt wird. Die Kosten unter 5. der Stütze sind in 2 Teile zerlegt: der erste Teil stellt den Betrag dar, den die Anordnung einer Stütze überhaupt erfordert (hoher Arbeitslohn, praktisch erforderlicher Mindestquerschnitt usw.), während der zweite Betrag den Kostenanteil ausmacht, den die Größe der Auflast bedingt. Die Gesamtkosten für 1 m² Tragwerk ergeben sich zu

$$K = k_0 c_0 l_1 + k_1 \left(c_1 + \frac{c'_1 p}{l_1} \right) l_2^2 + k_2 \frac{p + c_0 \gamma l_1 + c_2 \gamma l l_1}{c_3 l} l_1 + k_3 l_1 + k_4 \frac{l_1}{1} + k_5 \frac{H}{l l_1} + k_6 H (p + c_0 \gamma l_1) + \text{const.}$$

Die beiden partiellen Differentialquotienten $\frac{\partial K}{\partial l} = 0$ und $\frac{\partial K}{\partial l_1} = 0$ liefern zur Bestimmung von l und l₁ die beiden Gleichungen:

$$\left. \begin{aligned} 2 k_1 (c_1 l_1 + c'_1 p) l_2^2 - \left(k_2 \frac{p + c_0 \gamma l_1}{c_3} l_1^2 + k_4 l_1^2 + k_5 H \right) &= 0 \\ 2 k_2 \frac{c_0 + c_2 l}{c_3} \gamma l_1^3 + \left(k_0 c_0 l + \frac{k_2 p}{c_3} + k_3 l + k_4 + k_6 H c_0 \gamma l \right) l_1^2 - (k_1 c'_1 p l_2^2 + k_5 H) &= 0 \end{aligned} \right\} \dots (II)$$

Die Auflösung dieser beiden Gleichungen erfolgt nach vorheriger Bestimmung der Unveränderlichen am besten durch Probieren. Man kommt sehr schnell zum Ziel, wenn man die erste der beiden Gleichungen schreibt:

$$l_2^2 = \frac{\frac{k_2 c_0 \gamma}{c_3} l_1^3 + \left(\frac{k_2}{c_3} p + k_4 \right) l_1^2 + k_5 H}{2 k_1 c_1 l_1 + 2 k_1 c'_1 p}$$

Wird aus dem Zähler dieser Gleichung das den Einfluß der Stützen darstellende Glied k₅ H weggelassen, so bleibt die Formel 1a übrig. Schon bei ganz roher Schätzung von l₁ erhält man den Wert von l in dem genau, setzt dann den so erhaltenen Wert von l in die zweite Gleichung ein und bekommt aus ihr den Wert l₁. Diese Rechnung wird nun noch einmal durchgeführt, worauf die Werte von l und l₁ fast auf 1 cm genau sich ergeben.

Unter den gleichen Voraussetzungen wie früher bestimmen sich die Unveränderlichen:

$$c_0 = 0,20 \left(0,1 \cdot \frac{9}{8} \right) = 0,0225;$$

$$c_1 = \frac{2,4 \cdot 0,025}{0,85 \cdot 1,0} = 0,0705;$$

$$c'_1 = \frac{0,075}{0,85 \cdot 0,0225 \cdot 1,0} = 3,95;$$

$$c_2 = 0,015 \cdot p \text{ in } t;$$

für $\pi = 0,125$	0,10	0,0835	0,0667	0,0417
" $c_3 = 0,8$	1,0	1,2	1,5	2,4
$k_0 = 20;$	$k_1 = 0,20;$	$k_2 = 0,22;$	$k_3 = 0,015 \cdot 20 \cdot p$	
	$= 0,30 \cdot p;$	$k_4 = 0,30;$	$k_5 = 4,0;$	$k_6 = 0,22.$

Mit diesen Zahlen (aber nur für $\pi = 0,0835$ oder $c_3 = 1,2$) errechnen sich für verschiedene Nutzlasten p und für verschiedene Stützhöhen H folgende zueinander gehörigen Werte von l und l₁. (Siehe Tabelle III.)

Genau genommen, gelten diese Werte nur für unendlich viele Stützenreihen hintereinander, d. h. für ein unendlich großes L. Wie die Tabellenzahlen aber auch für ein, zwei, drei, allgemein m Stützenreihen (m eine endliche Zahl) benutzt werden können, soll nun gezeigt werden. Die Außenaufleger seien gegeben, und es soll nur eine Stütze Stellung finden. Um den wirklichen Kostenkleinstwert von 1 m² Tragwerk zu erhalten, sind die Kosten der Stütze nicht durch l · l₁, sondern durch 2 · l · l₁ zu teilen und in 5. einzuführen oder es wird noch einfacher nur die Hälfte der wirklichen Stützhöhe in Rechnung gestellt. Wie bei

Tabelle III.

$\pi = 0,0835$								
	$p = 0,25 \text{ t}$		$p = 0,40 \text{ t}$		$p = 0,70 \text{ t}$		$p = 1,0 \text{ t}$	
	l	l_1	l	l_1	l	l_1	l	l_1
$H = 2,0$	2,80	2,51	2,47	2,57	2,11	2,60	1,90	2,56
4,0	3,45	3,15	3,03	3,24	2,60	3,265	2,34	3,24
6,0	3,87	3,56	3,42	3,68	2,93	3,72	2,65	3,70
8,0	4,21	3,88	3,73	4,00	3,19	4,06	2,88	4,02
10,0	4,50	4,14	3,99	4,27	3,41	4,34	3,08	4,29
12,0	4,75	4,35	4,21	4,48	3,60	4,56	3,25	4,52
14,0	4,99	4,52	4,40	4,66	3,77	4,76	3,40	4,72
16,0	5,17	4,65	4,58	4,82	3,92	4,92	3,55	4,90
18,0	5,35	4,78	4,75	4,94	4,07	5,05	3,67	5,05
20,0	5,51	4,90	4,90	5,07	4,20	5,18	3,79	5,20

zwei Stützenreihen nur $\frac{2}{3} H$, sind bei drei nur $\frac{3}{4} H$, bei vier $\frac{4}{5} H$, allgemein bei m -Stützenreihen $\frac{m}{m+1} H$ einzusetzen.

In einem gegebenen Falle sei gegeben die Gesamtstützweite $L = 10,5 \text{ m}$, die Stützhöhe nach Umwandlung des Fundamentes $H = 12,0 \text{ m}$ und die Nutzlast $0,40 \text{ t/m}^2$. Die Außenauflager werden von massiven Wänden gebildet. Für eine Stützenreihe mit der Ersatzhöhe $H = \frac{12}{2} = 6,0 \text{ m}$ entnimmt man der Tabelle $l = 3,42 \text{ m}$, $l_1 = 3,68 \text{ m}$, wozu ein $L = 2 \cdot 3,68 = 7,36 \text{ m}$ gehört; für zwei Stützenreihen mit $H = \frac{2}{3} 12,0 = 8,0 \text{ m}$ ist $l = 3,73 \text{ m}$, $l_1 = 4,0 \text{ m}$ und das zugehörige $L = 3 \cdot 4,0 = 12,0 \text{ m}$. Aus diesen Zahlen sieht man sofort, daß nur eine oder zwei Stützenreihen in Betracht kommen. Der kleinere Kostenaufwand des einen der beiden Vergleichsentwürfe gibt dann den Ausschlag. Dabei ist eine Größe und zwar l noch nicht ganz bestimmt. Sie ließe sich zwischen den bereits vorhandenen Werten $l = 3,42$ und $l = 3,73 \text{ m}$ vermitteln; ganz genau erhält man sie durch Anstellung einer neuen Untersuchung, als deren Ergebnis folgende Gleichung zur Ermittlung von l erhalten wird.

$$l = \sqrt[3]{\frac{k_2 (p + c_0 \gamma l_1) + k_4 c_3 + \frac{k_5 c_3}{l_1^2} - \frac{m}{m+1} H}{2 k_1 c_3 (c_1 l_1 + c'_1 p)}} \cdot l_1^2 \quad \dots \dots \dots \text{(II a)}$$

Ähnlich erhält man bei feststehendem l die Balkenstützenweite oder den Stützenabstand l_1 aus

$$l_1^2 = \frac{k_1 c'_1 p l^3 + k_5 \frac{m}{m+1} H}{2 k_2 \frac{c_0 + c_2 l}{c_3} \gamma l_1 + \left(k_0 c_0 + k_3 + k_6 \frac{m H}{m+1} c_0 \gamma \right) l + \frac{k_2 p}{c_3} + k_4} \quad \dots \dots \text{(II b)}$$

Die Buchstaben haben darin die schon bekannte Bedeutung.

Sollen außer den Zwischenstützen auch noch die Endstützen in Eisenbeton ausgeführt werden, so kann man wie vorhin verfahren, indem als Ersatzhöhe der Stütze der Wert $\frac{m+1}{m} H$, also eine größere Stützhöhe, eingeführt wird. Dabei dürfte man von der Erwägung ausgehen, daß die Endstützen zwar ungefähr nur die halbe Last der Innenstützen aufzunehmen haben, andererseits aber außer auf Druck noch auf Biegung beansprucht werden, so daß für unsere Untersuchung genau genug die Kosten der Außenstütze denen der Innenstütze gleichgesetzt werden können. Eine noch genauere Untersuchung bietet keine prinzipiellen Schwierigkeiten.

Handelt es sich endlich um mehrere Geschosse, dann sind nur die Kosten der Stütze unter (5) richtig einzusetzen. Das erste Glied in (5) würde dann lauten

$$\frac{k_5 (H_1 + H_2 + H_3 + \dots)}{l \cdot l_1},$$

das zweite

$$k_6 (p + c_0 \gamma l_1) [(H_1 + H_2 + H_3 + \dots) + (H_1 + H_2 + \dots) + (H_1) + \dots]$$

und zwar unter der Voraussetzung, daß die Nutzlast p für alle Geschosse unveränderlich ist. Ist auch diese veränderlich, aber nur von Geschosß zu

Geschoß, nicht in ein und demselben Geschoß, und werde sie mit p_1 im obersten Geschoß, p_2 im darunter folgenden, $p_3 \dots$ in Übereinstimmung mit den Stützhöhen $H_1, H_2, H_3 \dots$ bezeichnet, sei ferner n die Zahl der Geschoße, so erhält man ganz allgemein zur Bestimmung von l und l_1 die beiden folgenden Gleichungen

$$\left. \begin{aligned} 2k_1 \left(n c_1 + \frac{c'_1 (p_1 + p_2 + p_3 + \dots)}{l_1} \right) l^3 - \left(k_2 \frac{(p_1 + p_2 + p_3 + \dots) + n \cdot c_0 \cdot \gamma \cdot l_1}{c_3} l_1 + \right. \\ \left. + n k_4 l_1 + k_5 \frac{H_1 + H_2 + H_3 + \dots}{l_1} \right) = 0 \\ 2k_2 \cdot n \cdot \frac{c_0 + c_2 l}{c_3} \cdot \gamma l^3 + \left[n \cdot k_0 c_0 \cdot l + k_2 \frac{p_1 + p_2 + p_3 + \dots}{c_3} + n k_3 l + n k_4 + \right. \\ \left. + k_5 c_0 \gamma l (H_1 + H_2 + H_3 + \dots) + (H_1 + H_2) + (H_1) + \dots \right] l^2 \\ \left. - [k_1 c'_1 (p_1 + p_2 + p_3 + \dots) l^3 + k_5 (H_1 + H_2 + H_3 + \dots)] = 0 \right\} \quad (IIc) \end{aligned}$$

Die Auflösung dieser beiden Gleichungen ist nach Ersatz der Buchstaben durch Zahlenwerte ebenso einfach wie die der beiden Gleichungen (II). Man kann sogar noch weiter gehen und für jedes Geschoß besondere Kostenzahlen benutzen, was keine besonderen Schwierigkeiten bietet.

Bei Bestimmung der Kostenzahlen k kommt

es nicht so sehr darauf an, den Preis selbst genau festzustellen, viel wichtiger ist es, das Verhältnis der einzelnen Kosten zueinander genau abzuwägen, da nur hiervon das Ergebnis der Rechnung abhängt.

Die vorstehenden Untersuchungen und Betrachtungen erheben nicht den Anspruch, alle in

der Praxis vorkommenden Fälle erschöpfend behandelt zu haben. In den meisten Fällen werden sie hinreichend Aufschluß geben. In vielen Fällen wird vielleicht eine neue Untersuchung anzustellen sein. Sie unter sinngemäßer Benutzung des vorstehend Mitgeteilten durchzuführen, dürfte nicht schwerfallen.

NEUE GESICHTSPUNKTE FÜR DIE BERECHNUNG DER HAFTSPANNUNGEN.

In Anlehnung an den Vortrag auf der XIV. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins (E. V.)

Von Dr.-Ing. A. Kleinlogel,

Oberingenieur der Firma Johann Odorico (Dresden).

Die Berechnung der Haftspannungen erfolgt zurzeit, sowohl nach den amtlichen preussischen „Bestimmungen“, als auch nach den „Leitsätzen“ auf Grund der bekannten Formel

$$\tau_1 = \frac{b r_0}{u} \dots \dots \dots (1)$$

Beim freiaufliegenden Träger z. B. erscheint demnach, da b im allgemeinen konstant und auch der Eisenumfang u wenigstens auf gewisse Strecken gleichbleibt, τ_1 in erster Linie an die Änderung von r_0 gebunden, das mit der Querkraft Q am Auflager seinen größten Wert erreicht. Nach Gl. (1) wäre also das Maximum von τ_1 ebenfalls am Auflager zu suchen; in Balkenmitte wäre mit $Q = 0 \Rightarrow r_0$ auch $\tau_1 = 0$.

Die bisher angenommene Abhängigkeit der Haftspannung τ_1 von der Querkraft Q kommt in den aus Fig. 1 abgeleiteten Gleichungen

$$r_0 = \frac{Q}{b \cdot c} \dots \dots \dots (2)$$

$$\tau_1 = \frac{Q}{c \cdot u} \dots \dots \dots (3)$$

besser zum Ausdruck; dabei ist ein bis zur neutralen Achse gerissener Betonzuggurt vorausgesetzt worden.

Betrachtet man zunächst die Verhältnisse beim direkten Zug-Trennungsversuch (Fig. 2), so ist einleuchtend, daß die Beanspruchung des Verbundes zwischen Eisen und Beton zunächst in denjenigen Eisenoberflächenteilen am größten sein wird, welche der Lasteintrittsstelle A am nächsten liegen, und daß die Haftspannungen um so mehr abnehmen, je weiter die Oberflächenteile von der Lasteintrittsstelle entfernt sind. Aus rein empirischer Überlegung heraus kann auf Grund des Gesagten angenommen werden, daß die Verteilung der Haftspannungen über die einbetonierte Stablänge l

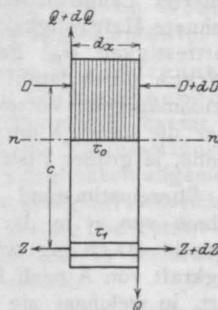


Fig. 1.

etwa nach der in Fig. 2 angedeuteten Linie der τ_1 erfolge, welche dicht hinter der Krafteintrittsstelle ihr Maximum hat und dann abfallend verläuft.

In diesem Sinne müssen auch die Ergebnisse der bekannten Bachschen „Versuche über den Gleitwiderstand einbetonierten Eisens“ (Heft 22

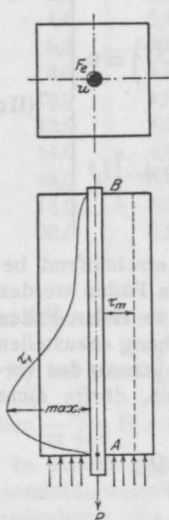


Fig. 2.

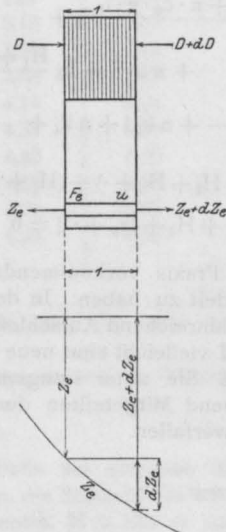


Fig. 3.

der „Mitteilungen über Forschungsarbeiten“) aufgefaßt werden, bei welchen Versuchen sich vor allem ergab, daß die aus

$$\tau_m = \frac{P}{u \cdot l} \dots \dots \dots (4)$$

errechnete Haftfestigkeit mit zunehmender einbetonierter Länge bedeutend abnahm. Die so errechnete Haftfestigkeit sei nachstehend mittlere Haftfestigkeit (τ_m) genannt. Schon Bach und Mörsch haben darauf hingewiesen, daß von einer gleichmäßigen Verteilung der Haftspannungen über die Länge l um so weniger die Rede sein könne, je größer l ist.

Übereinstimmend wird die Ursache der Abnahme von τ_1 in der Elastizität des Eisenstabes gesucht. Bach sagt wörtlich, „daß sich die Eisenzugkraft von A nach B hin in dem Maße vermindert, in welchem sie von der Staboberfläche in den Beton übertragen wird“. — Diese Übertragung aber kann nur mittels der Haftspannungen geschehen, und so ergibt sich hieraus ein Gedanke, dessen Verwertung für die nachfolgenden Ausführungen grundlegend gewesen ist.

Wenn es gelingt, auf irgend eine Weise die Änderungen der tatsächlichen Zugkraft im Eisen, womöglich für die Längeneinheit, zu be-

stimmen, so ist damit das Gesetz der Verteilung der Haftspannungen über die Stablänge gegeben:

Die Haftspannung für die Flächeneinheit ist = dem Unterschied der Eisenzugkräfte in den beiden, die Längeneinheit begrenzenden Querschnitten dividiert durch den Eisenumfang.

Aus Fig. 3 folgt:

$$\tau_1 = \frac{dZ}{u} \dots \dots \dots (5)$$

Die Zugkraftdifferenz dZ geht mittels der Haftspannungen in den Beton über.

Die oben angeführten direkten Zugtrennungsversuche bieten keine Handhabe für die Bestimmung der Änderung der Eisenzugkräfte. Dagegen ist diese Möglichkeit bei denjenigen Balkenbiegungsversuchen gegeben, bei welchen zwei konzentrierte Lasten in gleichem Abstand von der Mitte angreifen (Fig. 4) und bei welchen die Betondehnungen der untersten Faser oder direkt die Eisendehnungen gemessen wurden. Unter gewissen einfachen Voraussetzungen lassen sich die für die Meßstrecke ermittelten Eisenzugkräfte auf diejenigen Querschnitte der Balkenstrecke B_1A (s. auch Fig. 5) übertragen, in welchen daselbe Biegemoment vorhanden ist, bei dem die betr. Eisenzugkraft auf der Meßstrecke be-

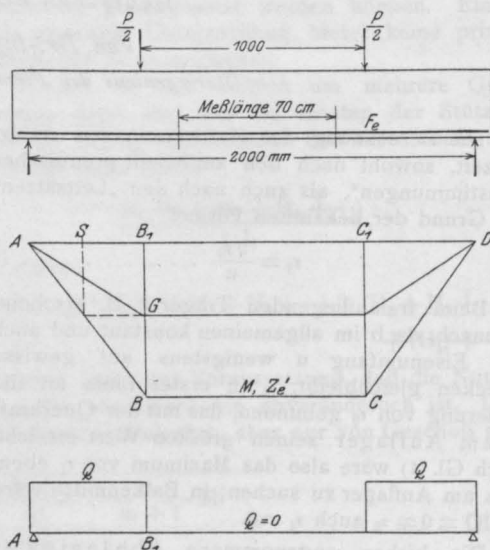


Fig. 4.

stimmt worden ist. Hinsichtlich aller hierhergehörenden Einzelheiten und Voraussetzungen sei auf die soeben erschienene Schrift des Verfassers: „Über das Wesen und die wahre Größe

des Verbundes zwischen Eisen und Beton^{*)} hingewiesen, in welcher eine Reihe von Balkenversuchen Bachs aus den „Mitteilungen über Forschungsarbeiten“ Heft 39 und 45 bis 47 in der oben angedeuteten Weise verwertet worden sind.

In erster Linie konzentriert sich die Aufmerksamkeit auf die Balkenstrecken zwischen den Lastangriffen und den Auflagern, auf welchen Strecken die hauptsächlichsten Änderungen der Z zu erwarten sind. Während nun die Linie der rechnungsmäßigen Eisenzugkräfte

$$Z'_e = \frac{M}{h - a - x/3}$$

in Fig. 4 durch den Linienzug ABCD, der mit der Momentenlinie identisch ist, dargestellt ist, ergibt sich in Fig. 5 die Linie der tatsächlichen Eisenzugkräfte in Gestalt des Linienzuges AENRT, der nach den näheren Angaben der oben erwähnten Schrift konstruiert ist. Dieser Linienzug bestätigt in seiner Form nichts anderes, als was wir über die Mitwirkung des Betons bereits wissen, daß nämlich im Gebiet der rissefreien Balkenstrecke die tatsächliche Eisenzugkraft weit hinter der rechnungsmäßigen zurückbleibt, und sich erstere erst dort der letzteren nähert, wo die Beton-Zugfestigkeit überwunden worden ist. Bei den Balken mit 2 konzentrierten, gleichen Lasten treten die ersten Risse aus örtlichen Ursachen meistens in der Nähe der Lastangriffe auf, wie dies auch bei dem in Fig. 5 wiedergegebenen Balken der Fall gewesen ist.

Mit der Ermittlung des Linienzuges AENRT sind auch die hier im Vordergrund stehenden Zugkraftsdifferenzen gegeben, die unter Einteilung der Balkenstrecke B_1A in Längeneinheiten von 1 cm möglichst genau bestimmt worden sind. Aus Gleichung (5) ergibt sich dann durch Division mit dem Eisenumfang u die jeweilige Haftspannung τ_1 für die Flächeneinheit.

In Fig. 5 ist die Linie der τ_1 oberhalb AB_1 zur Darstellung gebracht. Es ergibt sich zunächst rein äußerlich die erfreuliche Übereinstimmung mit dem, was auf Grund der Fig. 2 aus empirischer Überlegung heraus erwartet werden konnte.

Vor allem ist in die Erscheinung tretend:

1. daß von einer gleichmäßigen Verteilung der Haftspannungen über die

Eisenlänge B_1A nicht wohlgesprochen werden kann;

2. daß das Maximum der τ_1 dicht hinter der Rißstelle eintritt, welche identisch ist mit der Lasteintrittsstelle A der Fig. 2, und daß somit
3. aus Gründen der Mitwirkung des Betons das Maximum der Haftspannungen nicht in den Querschnitten der Maxima der Querkraft (hier am freien Auflager),

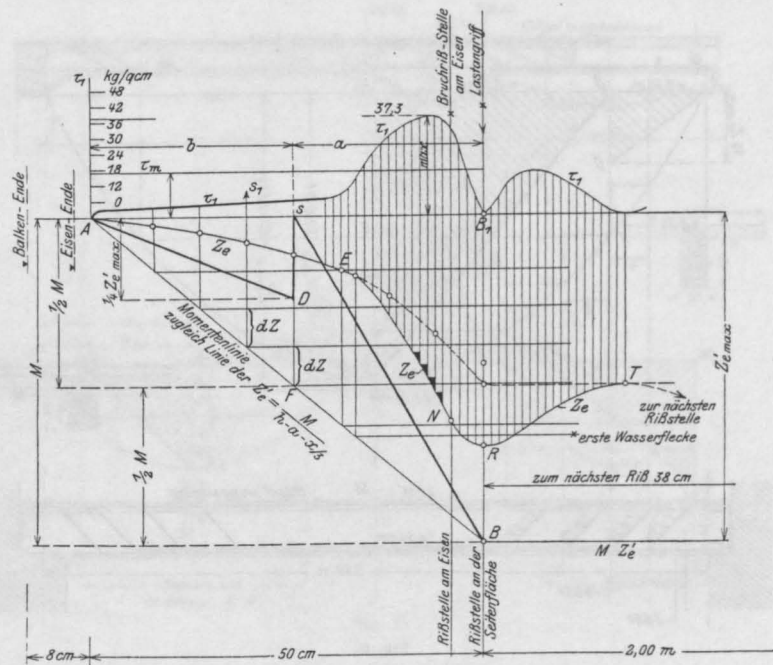


Fig. 5.

sondern dort zu suchen ist, wo die ersten Betonzugrisse entstehen, d. h. im Gebiet der maximalen Biegemomente.^{*)}

Daraus ergeben sich neue Gesichtspunkte für die Berechnung der Haftspannungen, welche mit den wirklichen Vorgängen besser im Einklang stehen dürften, als die Voraussetzungen der Gleichung (1), deren Unzulänglichkeit allgemein anerkannt ist und deren Beachtung bei zahlreichen Konstruktionen eine Erschwerung bedeutet, die nicht in Tatsachen, sondern nur in rechnungsmäßigen Annahmen begründet ist.

Es hat sich auf Grund der Auswertung zahlreicher diesbezüglicher Versuche gezeigt, daß

die Neigung der Linie der tatsächlichen Z_e im ungünstigsten Falle und auf der steilsten Strecke etwa doppelt so groß ist als die Neigung der Linie der rechnerischen Z'_e ,

^{*)} Verlag von Julius Springer, Berlin W. 9.

^{*)} Näheres siehe die bereits erwähnte Schrift.

welch letztere identisch ist mit der Momentenlinie. Zugleich fällt diese größte Neigung in dasjenige Balkengebiet, innerhalb dessen das Biegemoment vom Maximum herabsinkt bis zu $\frac{1}{2} M_{\max}$.

Macht man ferner (Fig. 5) die ungünstige Voraussetzung, daß diese steile Neigung der Z_e innerhalb des ganzen durch $(M_{\max} - \frac{1}{2} M_{\max})$ gedeckten Gebietes $B_1S = a$ andauere, so kann man für praktische Zwecke die sonst nicht ohne

Für die Balkenstrecke $SA = b$, innerhalb welcher das Biegemoment von $\frac{1}{2} M_{\max}$ bis auf 0 sinkt, ist die Neigung der tatsächlichen Z_e -Linie AE sehr flach, etwa $\frac{1}{4}$ so groß als die Neigung der Momentenlinie. Nimmt man wiederum ungünstigerweise an, die Neigung sei doppelt so groß als in Wirklichkeit, also $\frac{1}{2}$ so groß als die Neigung der rechnermäßigen Z_e' oder der Momentenlinie AB, so kann man die Gerade DA als einfachen Ersatz betrachten. Es ist dann:

$$DS = \frac{1}{2} SF = \frac{1}{4} Z_{\max} = \frac{1}{4} \cdot \frac{M}{c}$$

$$dZ = \frac{DS}{b} = \frac{Z_{\max}}{4b} = \frac{M_{\max}}{4cb}$$

und somit die Haftspannung für die Strecke b:

$$\tau_1 = \frac{dZ}{u} = \frac{Z_{\max}}{4bu} = \frac{M_{\max}}{4cbu} \quad (7)$$

Mit Hilfe dieser einfachen Formeln läßt sich die Haftspannung für die einzelnen Balkenstrecken rasch bestimmen, wobei man das betreffende maximale Biegemoment oder die maximale rechnermäßige Eisenzugkraft als Ausgangspunkt benutzen kann.

Beispiele.

I. Freiaufliegende Träger (Fig. 6).

Das maximale Biegemoment ist $M = 30,16$ mt.

Gemäß den gemachten Voraussetzungen und Annahmen wird zunächst diejenige Balkenstrecke $MS = a$ bestimmt, innerhalb welcher das Moment vom Maximum MB auf die Hälfte, nämlich $MR = SF$ sinkt. Es ergibt sich

$$a = 305 \text{ cm.}$$

Im Schnitt M sind auf der Zugseite vorhanden 7 R. E. $\varnothing 34$ mm mit einem Umfang $u = 74,7$ cm². Demnach liefert Gl. (6) mit $c =$ Hebelsarm zwischen Zug und Druck = 49,9 cm

$$\tau_1 = \frac{M_{\max}}{c \cdot a \cdot u} = \frac{301600}{49,9 \cdot 305 \cdot 74,7} = 2,64 \text{ kg/cm}^2.$$

Da die Neigung der Geraden BS für die ganze Strecke a konstant angenommen worden ist, so sind deren Differenzen auch dort noch dieselben, wo bereits 2 $\varnothing 34$ mm nach oben abgebogen und nur noch 5 $\varnothing 34$ mm mit $u = 53,2$ cm² unten vorhanden sind. Demnach könnte τ_1 auch mit

$$\tau_1 = \frac{301600}{49,9 \cdot 305 \cdot 53,2} = 3,7 \text{ kg/cm}^2$$

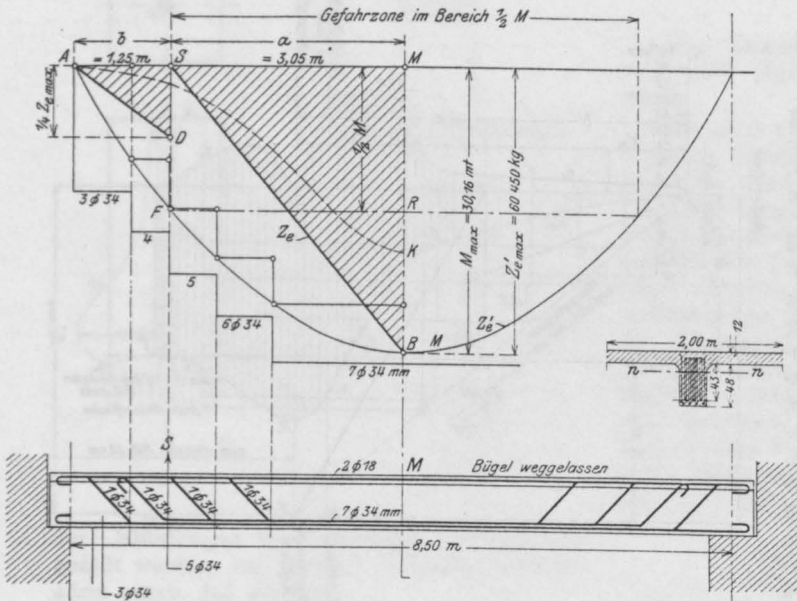


Fig. 6.

weiteres zugängliche Linie ENR ersetzen durch die Gerade BS. Im Sinne der vorangegangenen Erörterungen kommt es vor allem auf die Eisenzugkraftdifferenzen und damit auf die Neigung der Linie der tatsächlichen Z_e an, und so ergibt sich aus Fig. 5, daß — da die Neigung der Geraden BS auf der Strecke $B_1S = a$ konstant ist — die gesamte Zugkraft B_1B auf der Strecke a in den Beton übergeht, demnach unter Zugrundelegung von Gleichung (5) die Zugkraftsdifferenz der Längeneinheit

$$dZ = \frac{B_1B}{a} = \frac{Z_{\max}}{a}$$

und somit die Haftspannung aus

$$\tau_1 = \frac{dZ}{u} = \frac{Z_{\max}}{au} = \frac{M_{\max}}{cau} \dots (6)$$

berechnet werden kann. Sehr vereinfachend ist hierbei der Umstand, daß in Gleichung (6) ohne weiteres das ohnedies zu ermittelnde maximale Biegemoment oder die maximale rechnermäßige Zugkraft im Eisen benützt werden kann.

$$\tau_1 = \frac{Z_{\max}}{a_4 \cdot u} = \frac{46\,200}{340 \cdot 76,6} = 1,78 \text{ kg/cm}^2,$$

Strecken $b_4 = 100$ cm; im Schnitt S_3 sind vorhanden: $4 \varnothing 24 + 2 \varnothing 26$ mm mit einem $u = 46,5$ cm²,

$$r_1 = \frac{Z_{\max}}{4 \cdot b_4 \cdot u} = \frac{46\,200}{4 \cdot 100 \cdot 46,5} = 2,48 \text{ kg/cm}^2.$$

Werden nach diesem Verfahren die Haftspannungen für die einzelnen Balkenstrecken bestimmt, so

wird sich, da in der „Gefahrzone“ aus statischen Gründen ohnedies immer viel Eisen vorhanden ist, bald die Überzeugung Bahn brechen, daß bei sonst richtig konstruierten Eisenbetonbauteilen die Berechnung der Haftspannungen entbehrlich erscheint.

DIE NEUESTEN VERSUCHE DES DEUTSCHEN AUSSCHUSSES FÜR EISENBETON

(Heft 9 und 10)

*nach dem Berichte erstattet von L. Bach und O. Graf
auf Grund der in der Material-Prüfungsanstalt zu Stuttgart ausgeführten Versuche.*

Das Heft 9 der vorgenannten Veröffentlichungen behandelt Versuche mit Eisenbetonbalken zur Bestimmung des Einflusses der Hakenform der Eiseneinlagen, beschäftigt sich also mit einer für die Praxis des Verbundbaues hochwichtigen Frage. Untersucht wurde der Einfluß rechtwinklig, alsdann spitzwinklig (unter 45°), ferner L-förmig gebogener Haken (Considère-Haken) und endlich die Einwirkung einer Querverankerung vor Kopf der Eisen und die einer normalen Bügelbewehrung. Bei den Hauptversuchen besaßen die Eisen ihre Walzhaut, daneben fanden auch Parallelversuche mit abgeschlichteten und geschmirgelten Rundeisen statt, die überdies 5 Stunden vor dem Einlegen geölt wurden. Hiermit war angestrebt die Haftung der Eisen möglichst gering zu bekommen und somit die Einwirkung der verschiedenen Hakenformen möglichst ausgeprägt zu erhalten.

Die Versuchsergebnisse, die im allgemeinen vollkommen mit den Erfahrungen der Praxis zusammenstimmen, sind die folgenden:

Für den Eintritt der ersten Risse im Beton hat das Vorhandensein von Haken, bzw. deren Form — sowohl bei Eisen mit Walzhaut, als auch den abgeschmirgelten Einlagen — keinen Einfluß. Die ersten Risse stellen sich ein, wenn die Zugbiegefestigkeit des Betons bei der Biegung der Balken erreicht ist. Mit dieser Grenze fällt bei abgeschlichtetem, hakenlosen Eisen angenähert das Bruchstadium zusammen.

Bei glatten Eisen mit abgebogenen Enden nimmt gegenüber hakenloser Anordnung die Tragkraft des Balkens zu um 69–96%, und zwar wirkt am wenigsten günstig die rechtwinklige Abbiegung (69%), dann folgt der spitze Haken (80%), während der Considère-Haken (96%) am günstigsten ist. Diese Steigerung fällt geringer bei Eisen mit Walzhaut aus, und beträgt hier in der obigen Reihenfolge 52%, 54% und 53%. Die Hakenform hat also hier nicht den bestimmenden Einfluß, wie er oben bei glatten Eisen sich gezeigt hat.

Wird bei den L-Haken und Walzhaut der Eisen zur Aufnahme der Zugkräfte am Kopfe der Eisen in den Haken ein kurzes Quereisen (Anker usw.) senkrecht zu seiner Richtung eingefügt, so beträgt die Steigerung der Bruchlast in obigem Sinne 60%.

Daß bei Verwendung von Walzhauteisen gegenüber glatten Einlagen und keinerlei Haken die Bruchlast naturgemäß erheblich (um 68%) steigt, stand zu erwarten; jedoch erscheint bemerkenswert, daß die Walzhaut angenähert dieselbe Wirkung ausübte, wie der senkrechte Haken beim glatten Eisen (69%, vergl. oben).

Gegenüber dem glatten, mit Haken versehenen Eisen hat bei den entsprechenden Walzhauteisen die Höchstlast eine Steigerung erfahren von 45% bei den rechtwinkligen Haken, von 38% bei den spitzen und von 26% bei den Considère-Haken. Die Verfasser sprechen sich hierbei dahin aus, daß sich diese Zahlen erheblich höher gestellt haben würden, wenn nicht bei den Walzhaut-eisen die Einlagen bis fast an ihre Streckgrenze beansprucht worden wären. Daß bei den Versuchen mit Walzhauteisen die entstehenden Risse sich langsamer öffneten als wie bei den entsprechenden Parallelversuchen mit glatten Eisen, war wegen der erhöhten Haftung und ihrer gleichmäßigeren Verteilung im ersteren Falle zu erwarten.

Das Bruchstadium vollzog sich bei den Eisen ohne Haken durch Überwindung des Gleitwiderstandes, bei rechtwinkligen Haken durch ein Aufbiegen dieser und Absprengen des Betons am Kopf der Balken; hierbei war die Stärke der Betonüberdeckung ohne wesentlichen Einfluß. Hingegen sprengten die <- und L-Haken das Balkenende annähernd in der Balkenachse auseinander. Dies zeigte sich aber nicht bei den L-Haken mit Querarmierung (Verankerung); hier ging der Balken durch eine Überwindung der Streckgrenze des Eisens zum Bruche, ein Auseinandersprengen fand also nicht statt. Ähnlich günstig wirkte auch die Anordnung von Bügeln, die das Auseinandersprengen

des Balkens, das zunächst im unteren Teile vor sich geht, hinausschieben, aber nicht verhindern.

Zum Schlusse weisen die Verfasser auf die (bisher schon beachtete) Forderung hin, daß die Zugkraft vom Haken aus in einer solchen Weise auf den Beton übertragen werden soll, daß eine Zerstörung dieses vermieden, das heißt in erster Linie hier die zulässige Pressung im Beton nicht überschritten werde. Bei großen Zugkräften empfehlen sich Verankerungen durch Quereisen oder Platten (vergl. zum Beispiel die Bogenbrücken mit aufgenommenem Horizontalschube und die hier ausgeführte Verankerung des Zugbandes).

Heft 10 beschäftigt sich mit Versuchen mit Eisenbetonbalken zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit verschiedener Bewehrung gegen Schubkräfte (Teil I). Untersucht wurden 3,00 m weit gespannte, 500 mm Breite aufweisende Plattenbalken und zwar Gruppe I: ohne Bügel mit Stegbreiten von 200 mm (Normalbalken) 150 und 300 mm und ohne Bügel und ohne Haken.

Gruppe II. Balken mit Bügeln von 7 mm Stärke und 150 mm gegenseitigem Abstände, mit Stegbreiten wie bei I und ebenfalls mit Einlagen ohne Haken. Die durch 2 mm starken Draht angeschlossenen Rundeisenbügel hatten die U-Form nach Fig. 2.

Gruppe III. Balken ohne Bügel mit 200 mm Stegbreite und C-förmigen Haken. Die Rippen der Balken waren an den Auflagern durch Verbreiterung des Steges auf seine ganze Höhe verstärkt.

Gruppe IV. Balken mit verschiedenen Abständen, und Stärken der Bügel Fig. 1—3. Stegbreite 200 mm, Eiseneinlagen mit C-Haken. Das nähere läßt die nachfolgende Zusammenstellung erkennen.

Nr. IV.	Anzahl der Bügel	Bügelabstand mm	Bügelform nach Fig.
1	12	200	1
2	12	200	2
3	12	200	3
4	16	150	1
5	16	150	2
6	16	150	3
7	22	100	1
8	22	100	2
9	22	100	3
10	44	50	3

Gruppe V: Balken ohne Haken an den Bügeln. Stegbreite 200 mm, Einlagen mit C-Haken, sonst entsprechend Nr. IV, 4.

Gruppe VI:

1. Rundeisen Bügel nach Fig. 4: Zum Anschlusse der Bügel im Obergurte liegt hier ein dünnes Rundeisen;

2. Bügelform gemäß Fig. 5 (Rundeisen) mit 2 Druckeisen zum Anschlusse der Bügel im Druckgurte.

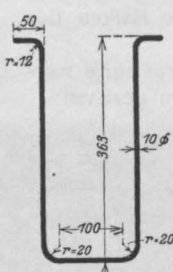


Fig. 1.

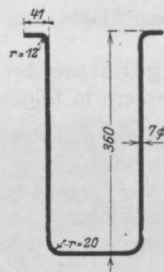


Fig. 2.

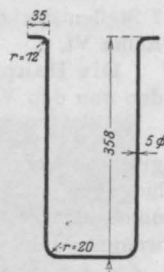


Fig. 3.

Gruppe VII: 2 Bügel aus Flacheisen gemäß Fig. 6 in jeder Ebene und zwar 32 Stück im Abstände von 150 mm:

1. Flacheisen 20 · 2,
2. „ 10 · 2.

Gruppe VIII. Rechtwinklig gebogene Haken, sonst gleich Reihe IV, 5.

Insgesamt wurden — abgesehen von Vorversuchen — für diese 8 Gruppen 69 Balken hergestellt und geprüft. Der benutzte Portlandzement zeigte nach den alten Normen und

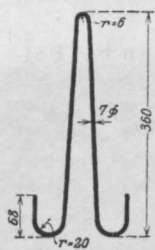


Fig. 4.



Fig. 5.

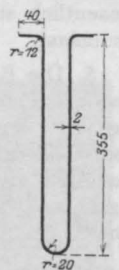


Fig. 6.

nach 28 Tagen eine Zugfestigkeit von 31,5 bis 34,1 kg/qcm und eine Druckfestigkeit von 305 bis 316 kg/qcm, während nach den neuen Normen sich diese Zahlen auf 41,3—49,3 und 339—374 kg/qcm stellten. Der Beton war aus 1 Rtl. Zement, 1 Rtl. Rheinsand, 1 Rtl. Rheinkies, 9 Gewichtsprozenten Wasser gemischt, d. h. mit einem für Eisenbetonbauten mittleren Wassergehalte hergestellt. Die Druckfestigkeit des Betons nach 45 Tagen war rd. 250 kg/qcm. Das verwendete Eisen zeigte sehr verschiedene Zugfestigkeiten, zwischen 4026 und 7808 kg/qcm, während die obere Streckgrenze zwi-

schen 2881 und 4926 kg/qcm schwankte. Bei den Versuchen wurden beobachtet, die „Rißbildungslast“, die gesamten, bleibenden und federnden Durchbiegungen in Balkenmitte, die Bruchlast, die Bewegungen der Eiseneinlagen gegenüber dem Beton an den Stirnflächen, die Änderungen des Abstandes der Bügelenden gegenüber dem Beton an der unteren Balkenfläche, endlich die gesamten, bleibenden und elastischen Durchbiegungen an 7 Stellen der oberen Fläche bei den Balken der Reihe VI, 2.

Die Hauptergebnisse der Versuche werden von den Verfassern in folgendem gesehen:

1. Bei Balken ohne Bügel zeigen sich bei größerer Stegbreite höhere Rißbildungslasten; hingegen steigen die Zugspannungen im Beton, unmittelbar vor Beobachtung der ersten Risse, nur wenig mit der Stegbreite.

2. Dieselben Balken zeigen eine Zunahme der Bruchlast in dem gleichen Verhältnisse, in dem die Stegbreiten wachsen; wenig abweichend sind jedoch hierbei die Schubspannungswerte.

3. Auch bei Balken mit Bügeln zeigt sich das Gleiche wie bei bügellosen Balken (1), betreffend das Verhältnis von Stegbreite und Rißbildungslast. Ein erheblicher Einfluß auf die Größe der letzteren durch Anordnung von Bügeln war nicht festzustellen; die Werte σ_{bz} steigen sehr wenig mit Zunahme der Stegbreite.

4. Die Höchst(Bruch)last bei Bügelweh- rung steigt zwar mit zunehmender Stegbreite, aber lange nicht im Verhältnisse wie unter 2. angegeben. Hingegen haben die Bügel einen wesentlich steigenden Einfluß auf die Größe der Bruchlast.

5. Die Einwirkung der C-Haken bei Balken ohne Bügel ist wenig bedeutend — soweit die erste Rißbildung in Frage kommt, gegenüber Balken ohne Haken — vgl. voranstehend die Ausführungen betreffend Heft 9. Hingegen ergibt sich bei der Höchstlast durch die Haken eine Tragfähigkeitsvergrößerung um rd. 50%.

6. Ein erheblicher, ausgeprägter Einfluß verschiedener Abstände und Stärken der Bügel in bezug auf die Rißbildungslast (bei Eisen mit C-Haken) ist nicht feststellbar gewesen; jedoch ist die weitere Entwicklung und Verstärkung der Risse um so ungünstiger, je weiter die Bügel voneinander Abstand haben und je geringer ihre Stärke ist. Auf den weiteren Rißverlauf wirken also — wie auch die Praxis hat erkennen lassen — enge Bügelstellung und stärkerer Bügelquerschnitt durchaus günstig ein. Das gleiche gilt von der Bruchlast; es erweisen sich jedoch die schwächeren Bügel in bezug auf diese Höchstlast für 1 kg des Gewichts wirksamer als die stärkeren; es ergibt sich bei den 5 mm starken

Bügeln das größte Maß an Bruchlast für 1 kg Bügelgewicht.

7. Die Wirksamkeit der Bügel für ein 1 kg Bügelgewicht ist für die Höchstlast bei den Balken mit Haken größer als ohne Haken.

8. Die Bewegungen der Bügelenden gegenüber dem Beton an der Balkenoberfläche waren bei der Höchstlast dort, wo der Bruch stattgefunden, bedeutende. Es ist empfehlenswert, wenn auch der Versuch nicht unmittelbar dies erwiesen, die Bügelenden abzubiegen, oder sie bis in die Balkenplatte hinaufzuführen.

9. Bezüglich der Bügelform (Fig. 4 u. 5) sind beim Auftreten der ersten Risse gegenüber der normalen Bügelform (Fig. 1) keine ausgeprägten Unterschiede festgestellt worden; hingegen bildeten sich im weiteren Verlaufe der Belastung über den in der Druckzone liegenden Längseisen, in welche die Bügel oben eingehakt waren, Längsrisse, die weiterhin zu, gegenüber der normalen Bügelform verminderten, Höchstlasten führten, trotzdem die Balken mehr Eisen enthielten. Die Bügelformen (Fig. 4 u. 5) sind demgemäß als nicht günstig zu betrachten.

10. Eine bemerkenswerte Einwirkung der Flacheisenbügel (Fig. 6) gegenüber den normalen Rundeisenbügeln ist nicht ermittelt worden.

11. Die Zugspannungen im Beton (σ_{bz}) unmittelbar vor Eintritt der ersten Risse zeigen, für sämtliche Balken ermittelt, nur geringe Schwankungen zwischen 22,0 und 25,4 kg/qcm. Die bei dieser Belastung unter Vernachlässigung der Zugwirkung des Betons berechneten Eisenzugspannungen nehmen mit der Breite des Steges zu — ein Ergebnis, das die Verfasser mit Recht darauf zurückführen, daß mit größerer Stegbreite die nicht berücksichtigte Betonzugzone wächst. Rechnet man zugleich mit der Zugwirkung des Betons, so ergeben sich keine ausgeprägten Unterschiede für σ_e .

12. Die nach den amtlichen Vorschriften berechneten Spannungen σ_b , σ_e und τ_0 zeigen bei der Bruchlast die folgenden Höchstwerte:

$$\sigma_b = 184,4 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_e = 2745,0 \text{ „ „}$$

$$\tau_0 = 34,2 \text{ „}$$

13. Stärkere Bügel verzögern das Gleiten der Eiseneinlagen; im gleichen Sinne günstig wirkt auch ein kleinerer Bügelabstand, sowie gegenüber dem einfachen rechtwinkligen Haken ein C-Haken ein.

14. Aus den Beobachtungen der Durchbiegungen folgt, daß mit der Stegbreite die Durch-

biegung abnimmt, desgleichen bei stärkeren Bügeln und einer engeren Stellung dieser.

Wegen weiterer Einzelheiten sei auf die wertvollen Abhandlungen selbst verwiesen. Die Versuche haben sich mit einer großen Anzahl für die Praxis wichtiger Fragen befaßt und gezeigt, daß

die hier zurzeit üblichen Baumethoden — namentlich soweit die Konstruktionselemente in Frage kommen — auch der feinen wissenschaftlichen Experimentalprüfung gegenüber standhalten.

M. Foerster.

ZUM BRAND DES WARENHAUSES ESDERS IN DRESDEN AM 13. AUGUST 1911.

Von B. Löser, i. Fa. Kell & Löser (Dresden).

Das Geschäftshaus Esders wurde im Jahre 1908 nach dem Entwurf des Dresdner Architekten Alexander Tandler nahezu vollständig aus Eisenbeton hergestellt. Die Konstruktionen wurden von dem Dresdner Hause der Firma Kell & Löser entworfen und ausgeführt. Das Bauwerk, welches in den Mitteilungen der deutschen Bauzeitung 1909, Seite 49—50 und im Handbuch für Eisenbetonbau, IV, 2. Teil, Seite 570, ausführlich besprochen ist, erregte in Fachkreisen seinerzeit dadurch besonderes Interesse, daß die Betonkonstruktionen an den Straßenfronten keine verdeckende Bekleidung mit einem anderen Steinmaterial erhielt, daß vielmehr der Beton als solcher unter Verwendung von Kalkstein-Vorsatzmaterial sichtbar geblieben ist und werksteinmäßig überarbeitet wurde. Die Formgebung des Bauwerkes paßt sich in überaus glücklicher Weise dem Wesen des Betonbaues an. Das Gebäude selbst wurde aus betriebstechnischen Gründen in 2 Teilen errichtet, der zweite Teil, nachdem der Betrieb im ersten eröffnet war.

Aus Ziegelmauerwerk bestehen nur die Mauern am Hof und am Treppenhaus; alles übrige ist Eisenbeton.

Im Erd- und 1. Obergeschoß befinden sich die Verkaufsräume, das 2. Obergeschoß, welches vollständig ausbrannte, enthielt die mit

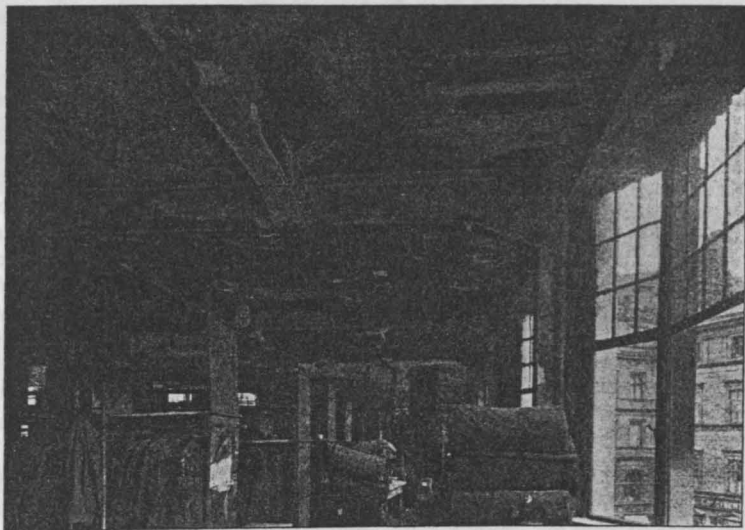


Fig. 1.



Fig. 2.



Fig. 3.

Winterstoffen angefüllten Lager und einige Werkstätten, das 3. Obergeschoß die Wohnung des Inhabers der Firma Esders, das 4. Obergeschoß Werkstätten. Die Decken über Erd- und 1. Obergeschoß haben große Deckenöffnungen, so daß man vom 2. Obergeschoß bis ins Erdgeschoß durchblicken kann. Hinten liegt frei im Raum eine offene Geschäftstreppe, die bis ins 2. Obergeschoß führt und aus Eisenbeton konstruiert ist. Das ausgebrannte 2. Obergeschoß besaß Linoleumbelag auf 2 cm starkem Asphalt, das 3. Obergeschoß Riemenfußboden, gleichfalls auf Asphalt.

Der Brand selbst brach in der Nacht vom 12. zum 13. August $\frac{1}{2}$ 1 Uhr auf unermittelte Weise aus.

Nach dem Brande wurden die folgenden Wahrnehmungen gemacht, die Schlüsse auf die Temperaturen gestatten. Im Hofe ist das Regenabfallrohr geschmolzen. Am

Nebentreppenhaus sprangen die Ecken des aus Grundbauziegeln gemauerten Pfeilers ab (etwa 500°), Bergmannrohre wurden vollständig zerstört. Stehende Steigleitungen der Dampfniederdruckheizung bogen unter dem Einfluß der Eigenschwere vollständig zusammen. Es schmolzen die Bleidichtungen der eisernen Wasserableitungen, eiserne Gasrohre und die Glasglocken der Bogenlampen; auf Fig. 1 ist eine solche in Birnenform übergegangene Glocke sichtbar. Es sind also Temperaturen über 1100° C vorhanden gewesen.

Die Gefahr des Brandes bestand nun darin, daß das Feuer aus dem 2. Obergeschoß durch die Deckenöffnung nach dem 1. Obergeschoß und durch das Drahtglasoberlicht nach dem 3. Obergeschoß übersprang. Ferner war eine Beschädigung der Lagerbestände im 1. Obergeschoß zu befürchten, falls die zur Bekämpfung des Brandes nötigen Wassermengen durch die Decken hindurchgelaufen wären. Die genannten Befürchtungen wurden jedoch nicht erfüllt, da sich die Decke des ausgebrannten Geschosses vollständig bewährte und man nicht einmal nötig hatte, die wertvollen Möbel und Teppiche der darüberbefindlichen Wohnung in Sicherheit zu bringen, diese vielmehr unberührt an ihrem Platze blieben. Auch ein Durchdringen des Wassers nach unten fand nicht statt, so daß die mit Rücksicht auf die Feuersicherheit getroffenen Maßnahmen sich glänzend bewährten.

Da die im vorliegenden Falle gemachten wertvollen Erfahrungen allgemeines Interesse der Fachwelt erwecken dürften, soll im folgenden auf die wichtigsten Einzelheiten eingegangen werden. Die Eisenbetondecken haben 9 cm Stärke, die



Fig. 4.

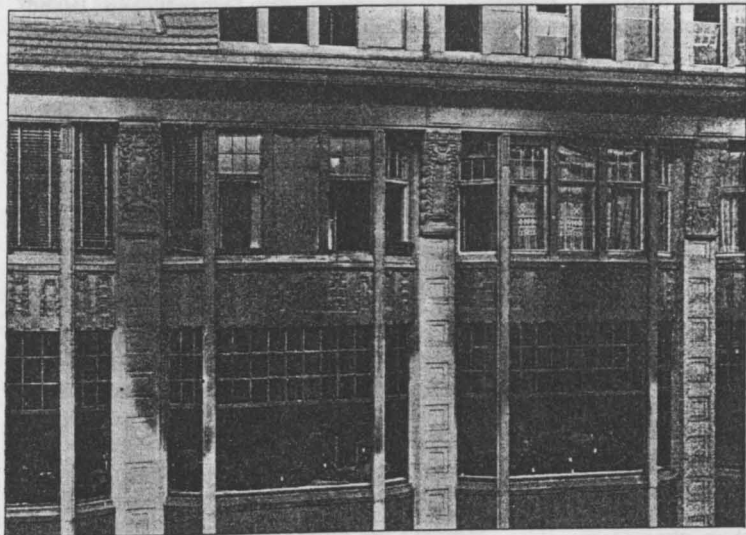


Fig. 5.

Nebenbalken ragen nach unten um 26 cm, die Hauptbalken um 46 cm in den Raum hinein. Die sichtbaren Unterseiten der Eisenbetonkonstruktionen erhielten Kalkputz, für den ersten Anwurf mit einem Zementzusatz versehen. Dieser Putz ist stellenweise abgefallen (vgl. Fig. 1 u. 2). Die Eisenbetondecken und Balken selbst erlitten jedoch keinen wesentlichen Schaden. Es traten weder Rißbildungen noch Durchbiegungen ein. Nur an zwei Stellen platzten untere bis $1\frac{1}{2}$ cm starke Betonschalen ab, wie Fig. 2 u. 3 zeigen. Zu Fig. 2 ist zu bemerken, daß hier sicher die in die Decke eingelassenen Leitungen, die in Bergmannrohren lagen, sprengend gewirkt haben, da der Schaden der Deckenplatte nur längs dieses Leitungsstranges aufgetreten ist, sonst an keiner anderen Stelle. Der zweite Schaden (Fig. 3) betrifft die untere Schale an einem Hauptbalken, und zwar dort, wo das Konsol eines Nebenbalkens in den Hauptbalken einschneidet. Die ausführliche Untersuchung der Balken ergab, daß nur die untere Schale an mehreren Stellen gelitten hat und spröde war, während weitergehende Schäden nicht festgestellt wurden. Daß die Decke gründlich durchglüht wurde geht daraus hervor, daß morgens 9 Uhr nach dem Brande das Parquett über der besprochenen Decke noch so heiß war, daß es nicht mit bloßem Fuß begangen werden könnte. Die Wiederherstellung der Decke beschränkt sich auf Erneuerung des gesamten Kalkputzes, nachdem die spröden Stellen der Balkenunterseiten beseitigt und mit fettem Zementmörtel verputzt wurden.

Vorzüglich bewährte sich der Fußboden des ausgebrannten Geschosses der aus Linoleum auf 2 cm starkem Asphalt bestand. Das Linoleum

hat naturgemäß unter den hohen Temperaturen gelitten und muß erneuert werden; aber das Durchdringen des Wassers durch die an sich bekanntlich nicht wasserdichten Eisenbetondecken wurde vollständig verhindert, so daß im Geschoß unter dem Brandherd Wasserschaden an den sehr wertvollen Lagerbeständen nicht verursacht worden ist; eine für die Firma Esders höchst erfreuliche und wertvolle Tatsache. Auf behördliche Vorschrift erhielt das Geländer der Deckenöffnungen Füllungen aus Drahtglas; diese Tafeln sollen das Überspringen des Feuers von oben nach unten verhindern, was sie im vorliegenden Falle auch taten. Die Drahtglastafeln

hielten dem Feuer Stand, zeigen jedoch Sprünge, so daß sie erneuert werden müssen.

Fig. 4 zeigt das Oberlicht im ausgebrannten 3. Obergeschosse, es bildet den Beginn

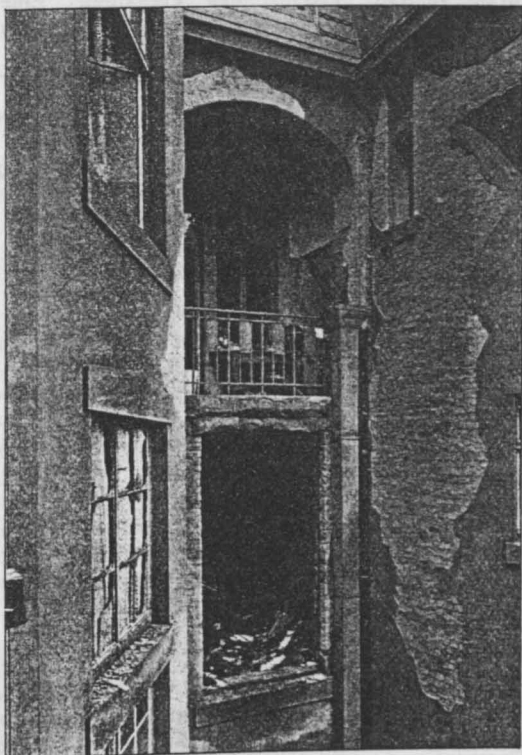


Fig. 6.

eines nach oben steigenden Lichthofes. Dieses Oberlicht ist ebenfalls mit Drahtglas eingedeckt. Die Glastafeln erhielten zwar Risse, aber behielten im übrigen ihre Verfassung und erfüllten somit ihren Zweck.

Als unzumutbar erwiesen sich die Blechjalousien, an dem Oberlicht, die zur Ventilation angeordnet sind. Sie begünstigten die Bildung von Stichflammen, die unter Umständen dem 3. Obergeschoß durch die Fenster des Lichthofes hätten gefährlich werden können. Nach der vorliegenden Erfahrung wären über Dach geführte Volz-Ventilationskanäle zweckmäßiger gewesen.

Als vorzüglich erwiesen sich Volz-Leichtwände, die trotz ihrer exponierten Lage keinerlei Risse erhielten.

Abb. 5 zeigt einen durch das Feuer geschwärzten Fassadenteil mit den recht feinen Gliederungen und Ornamenten. Es ist höchst bemerkenswert, daß selbst die feinsten Gliederungen der Vorsatzbetonfassade den Stichflammen vollständig widerstanden, während ein Sandeinsturz an der Hoffront (Fig. 6) ganz erheblich gelitten hat. Es bestätigt sich also hier die bekannte Erfahrung, daß der Beton den gebräuchlichsten Natursteinen an Feuerbeständigkeit ganz außerordentlich überlegen ist.

Die behördlich vorgeschriebenen feuersicheren Türen zeigten verschiedenes Verhalten. Eine einflügelige Tür 85/200 cm im Lichten, System

Grühle, die allerdings dem eigentlichen Brandherd sehr nahe lag, verklemmte sich in den eisernen Zargen und war nach dem Brand nicht zu öffnen. Eine zweiflügelige Tür gleicher Konstruktion 140/200 cm i. L., die etwas abseits lag, blieb vollständig gangbar, desgleichen eine Aufzugstür aus $3\frac{1}{2}$ cm starkem Hartholz mit beiderseitigem 2 mm starkem Eisenblechbeschlag und einer Drahtglasfüllung.

Die Erfahrungen des vorbeschriebenen Brandfalles können wie folgt kurz zusammengefaßt werden.

1. Gut ausgeführte Eisenbetondecken ermöglichen die Lokalisierung eines Großfeuers auf ein Geschoß und halten die Brandtemperatur und den Spritzenstrahl aus, ohne ernstlichen Schaden zu leiden.
2. Linoleumbelag auf Asphalt gewährt vorzüglichen Schutz gegen Durchdringen des Wassers ins untere Geschoß.
3. Vorsatzbeton ist bedeutend feuerbeständiger als Naturstein.
4. Drahtglas und Volzmaterial ist als sehr feuerbeständig zu empfehlen.
5. Ins Freie führende Abluftjalousien sind nur gefahrlos, wenn sie im letzten Geschoß gelegen sind, in unteren Geschossen sind sie in der Nähe von Fenstern gefährlich und durch Kanäle zu ersetzen.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden).

L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Einwirkung von Kohlenasche beim Brennen in Drehrohröfen. Von Philipp Wachsberg, Chemiker. Mitteilung einiger Versuchsergebnisse, die von der Firma F. L. Smith, Kopenhagen, mit österreichisch-schlesischer und oberschlesischer Kohle gewonnen wurden. Tonind.-Ztg. 1911. Nr. 95.

Entstaubungsanlagen für Drehrohröfen. Die Frage der Flugstaubbildung wird erörtert. Mehrere Anlagen werden an der Hand von Zeichnungen erläutert. Tonind.-Ztg. 1911. Nr. 92.

2. Prüfung und Untersuchung.

Der Einfluß der Korngröße des Kiessandes auf die Druckfestigkeit des Betons. Von Prof. E. Suenson, Kopenhagen. Verfasser untersucht eingehend die Kornbeschaffenheit und Dichtigkeit der verschiedenen Kiessandsorten,

stellt alsdann Betonproben teils aus natürlichen, teils aus künstlich zusammengestellten Mischungen her und bespricht an der Hand der Druckfestigkeitsergebnisse die Beziehungen zwischen Korngröße und Festigkeit. Die Probekörper ergaben bei gleichem Mischungsverhältnis 1 : 4 Festigkeiten von 92 bis 261 Atm. Die Druckfestigkeit sank in dem Verhältnis, wie das grobe Material entfernt und durch feines ersetzt wurde. Folgerungen für die Beschaffenheit des Kiessandes. Beton und Eisen 1911. Heft VIII, IX u. XII.

3. Wirtschaftliches.

II. Theorie.

Die Berechnung statisch unbestimmter Konstruktionen, namentlich starrer Systeme, mit Hilfe der Einflußlinien der unbekannten Größen. Von Ing. Anton Kittinger,

Wien. Mitteilung der Berechnungsweise und Anwendung auf ein Beispiel. Beton und Eisen 1911. Heft XIII u. X.

Die einfachste Dimensionierungsmethode für Querschnitte mit exzentrisch angreifenden Druck- oder Zugkräften. Von Chefig. Rich. Wuczkowski. Für exzentrischen Druck und exzentrischen Zug werden einfache Beziehungen abgeleitet und ihre zweckmäßige Verwendung bei Berechnung von Eisenbetonkonstruktionen durch eine Reihe Beispiele nachgewiesen. Beton und Eisen 1911. Heft IX u. XI.

Kreuzweise bewehrte Platten. Von Bauinspektor Th. Scharff, Hamburg. Verfasser ermittelt für einige Fälle den Unterschied, der sich aus der Annahme der Kontinuität der Lagerung gegenüber freier Auflagerung oder fester Einspannung ergibt. Die Abweichungen sind beträchtlich. Interessant ist die nachstehende Zusammenstellung der in verschiedenen europäischen Staaten geltenden Vorschriften über die Berechnung ringsum aufliegender Platten und ihre Gegenüberstellung in der Form eines Linienbildes.

Theories of multiple-way reinforcement. By E. S. Martin. Eingehende kritische Betrachtungen über die gekreuzt bewehrten Eisenbetonplatten und die Rechnungsweisen von Grashof, Lanza, Bach, Föppl u. a. m., ferner über die sonstigen Arten der Bewehrung, das Pilzsystem und das Diagonalsystem. Verfasser kommt zu dem Ergebnis, daß die vorhandenen Rechenmethoden als verläßlich nicht angesehen werden können und daß der einzige sichere Weg für den entwerfenden Ingenieur der Belastungsversuch an einer jeweilig hergestellten Probeplatte ist. Engg. Rec. 1911. Nr. 20.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Eisenbeton-Kontrollbalken. Von Prof. E. Suenson, Kopenhagen. Verfasser hat Versuche über die nötige Größe der Bewehrung gemacht, wenn man dafür Sicherheit haben will, daß selbst die besten in der Praxis benutzten Betonsorten sich zerdrücken lassen, bevor die Fließgrenze des Eisens erreicht wird. Die Versuchskörper und das Material werden beschrieben. Die Bewehrung soll

Vorschriften über die Berechnung ringsum aufliegender Platten.

	An vier Seiten auflagernd	An vier Seiten kontinuierlich bzw. eingespannt	Bemerkungen
Preuß. Best. f. Eisenbetonhochbauten 1907	$\frac{1}{12} p b^2$	$\frac{1}{12} p b^2$	b = Breite der Platte a < 1,5b
Württemb. Vorschriften f. Eisenbetonbauten der St. E. B. 1909	$\frac{a^3}{a^3 + b^3} \cdot \frac{1}{8} p b^2$	$\frac{a^3}{a^3 + b^3} \cdot \frac{1}{12} p b^2$	Gültig für die Seitenverhältnisse 1,1 bis 1,5
Österreich. Vorschriften f. Tragwerke aus Stampfbeton od. Eisenbeton bei Hochbauten 1907	$\frac{a^4}{a^4 + b^4} \cdot \frac{1}{8} p b^2$	$\frac{a^4}{a^4 + b^4} \cdot \frac{1}{8} p b^2$	Eiseneinlagen in beiden Richtungen gleich stark a < 1,5b
Französ. Bestimmungen f. Eisenbetonhochbauten 1906	$\frac{a^4}{a^4 + 2b^4} \cdot \frac{1}{8} p b^2$	$\frac{a^4}{a^4 + 2b^4} \cdot \frac{1}{24} p b^2$	
Schweizerische Vorschr. über Bauten in bewehrtem Beton 1909	$\frac{a^2}{a^2 + b^2} \cdot \frac{1}{8} p b^2$	$p b^2 \cdot \frac{a^2}{a^2 + b^2} \left(\frac{1}{8} - \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{12} \right)$	a < 1,5b
Dänische Normen für Eisenbetonbauten 1908	$\frac{1}{\left(1 + \frac{b^3}{a^2}\right)^2} \cdot \frac{1}{6} p b^2$	$\frac{1}{\left(1 + \frac{b^3}{a^2}\right)^2} \cdot \frac{1}{8} p b^2$	
Best. des Ungar. Ing.-u. Architektenvereins 1909	$\frac{1}{8} p b^2$ multipliziert mit 1 Koeffiz. nach besonderer Tabelle	$\frac{1}{24} p b^2$ multipliziert mit einem Koeffiz. nach besonderer Tabelle	a < 2b

nicht unter 6 vH sein. Der Einfluß der Belastungsweise wird untersucht und festgestellt, daß zwei Einzelkräfte die genauesten Werte liefern. Vergleich der Würfeldruckfestigkeit und der Balkendruckfestigkeit des Betons. Untersuchung und Darstellung des Spannungszustandes beim Bruch. Beton u. Eisen 1911. Heft XI, XIII u. XIV.

Entrostung des Eisens im Eisenbeton. Prof. Donath, Brunn, hat eingehende Versuche über die Ursache der Entrostung des Eisens gemacht und in der Zeitschrift für angewandte Chemie 1911, Heft 30, veröffentlicht. Nach seinen Beobachtungen dürfte die Michaelissche Erklärung gegenüber der von Prof. Rohland zutreffend sein, wonach das Eisenoxyd dem Zement gegenüber als Säure wirkt, die unter dem Einfluß des Kalkwassers sich in Eisenoxydhydrogel verwandelt, welches sich dann mit dem Kalk zu Kalkhydroferrit verbindet. Zement u. Beton 1911. Nr. 32.

IV. Amtliche Vorschriften über Eisenbetonbau.

Neue dänische Normen für Portlandzement. Im März dieses Jahres erschienen, schließen sie sich bis auf einige abweichende Punkte, die kurz mitgeteilt werden, den früheren deutschen Normen an. Tonind.-Ztg. 1911. Nr. 89.

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton, Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Bauunfälle.

Mörtelberappmaschine. Bauart von Vaß. Mitteilungen über Bauart, Leistungsfähigkeit, Kosten. Vergleich der maschinellen mit der Ausführung von Hand. Zement u. Beton 1911. Nr. 30.

Vorsatzbeton an der Trinkuranlage in Bad Nauheim. Einige Angaben über die bei Herstellung der neuen Brunnenanlagen in größerem Umfange erfolgte Verwendung von Eisenbeton als Baumaterial und des Vorsatzbetons zur Herstellung der Ansichtsflächen. Mit Abb. Zement u. Beton 1911. Nr. 32.

2. Ausführungen im Hochbau.

Reinforced-concrete work in cold weather. Von George C. Newton. Interessante Beschreibung einer zweckmäßigen und wirtschaftlichen Bauplatzanordnung für Betonarbeiten im Winter bei Herstellung eines großen Warenhauses in Delavan, Wis. Mit Abb. Engg. News 1911. Nr. 22.

Das Betonhaus im Botanischen Garten auf der Ostdeutschen Ausstellung in Posen. Eingehende Beschreibung eines durchgängig aus Beton bzw. Eisenbeton errichteten Gebäudes, bestehend aus einem 12 m \times 25 m großen Mittelbau und zwei Seitenflügeln von 20 m \times 9 m. Angaben

über die Berechnung und Ausführung. Zahlreiche Abbildungen. Zement u. Beton 1911. Nr. 30.

Die Eisenbetonarbeiten beim Neubau der Wagenhalle für die elektrische Straßenbahn zu Brandenburg a. H. Von Dipl.-Ing. Kaufmann, Berlin. In Brandenburg wurde eine etwa 61 m \times 30 m große Wagenhalle errichtet, wobei Eisenbeton zur Herstellung der Gründung, der Decken, Stützen und des Daches verwendet wurde. Bemerkenswert ist die Gründung der Halle auf einer durchgehenden Fundamentplatte. Die Bewehrung der Balken erfolgte durchgängig mit Bulbeisen. Zahlreiche Abbildungen des Entwurfs und verschiedener Bauzustände. Beton u. Eisen 1911. Heft XIV.

The Woolworth building, New York. Am Broadway soll ein 55geschossiger Wolkenkratzer errichtet werden, der alsdann das höchste Gebäude der Welt sein wird. Als Baustoff werden Eisen und Zementmörtel bzw. Beton zur Verwendung gelangen, und zwar ersteres für das Haupttragwerk und letztere besonders zur feuersicheren Ummantelung des Eisens. Mit 1 Abb. des Gebäudes. Engg. Rec. 1911. Nr. 21.

Ein Erz- und Kalksteinsilo und ein Kokstransporttunnel in Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. E. Elwitz, Düsseldorf. Die bauliche Durchbildung umfangreicher Silobauten wird an der Hand von Zeichnungen eingehend beschrieben. Beton u. Eisen 1911. Heft XIV.

The new Mt. Tabor reservoirs, Portland, Ore. Von E. A. Taylor. Beschreibung einiger großer Wasserbehälter, die zur Wasserversorgung Portlands in Oregon aus Eisenbeton errichtet wurden. Einzelheiten über Entwurf und Ausführung können den Erläuterungen entnommen werden. Engg. Rec. 1911. Nr. 18.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Strengthening the approaches of the St. Charles Bridge. Die Zugänge zur St. Charles-Brücke über den Missouri, bestehend aus einfacher Holzbalkenbrücke auf eisernen „Phönix“-säulen erwiesen sich mit steigendem Maschinengewicht nicht mehr standsicher genug. Deshalb wurden die Säulen zunächst mit Beton ausgefüllt; die Verstärkung genügte jedoch bald nicht mehr und es wurde daher eine Ummantelung und Umschnürung der Säulen vorgenommen. Über die Festigkeit dieser Säulen und ihr Verhalten gegenüber Stößen wurden Versuche in der Universität von Illinois angestellt, deren Ergebnisse mitgeteilt werden. Abb. und Photogr. Engg. Rec. 1911. Nr. 19.

A reinforced railroad bridge erected by wrecking cars. Eine eigenartige Eisenbahnbrücke ist bei York hergestellt worden. Die 72' 5" lange Brücke besitzt drei Öffnungen von je 20' Spannweiten. 2 Zwischenstützen und die

beiden Endwiderlager stützen die Tragkonstruktion, die aus einzelnen Eisenbetonplatten von 24 1" Länge, 6 1/2' Breite und 2' 4" Stärke derart besteht, daß je 4 dieser Platten nebeneinander gelegt eine Brückenöffnung decken. Die einzelnen Teile wurden auf einer Plattform neben der Baustelle gestampft und nach 30tägiger Erhärtung mittels zweier kräftiger fahrbarer Krane eingesetzt. Mit Abb. Engg. Rec. 1911. Nr. 20.

Concrete slab bridges, Pennsylvania railroad. Die Pennsylvania-Bahn hat eine Anzahl Eisenbahnbrücken aus Eisenbeton errichtet, von denen eine eingehend beschrieben wird. Sie dient der Überführung einer viergleisigen Bahn über eine Straße in Bristol von 50' Breite. Die Brücke besitzt der Straßeneinteilung entsprechend 3 Öffnungen von 10' 10", 31' und 10' 10" Breite und besteht in einer durchgehenden Platte mit 2 Zwischenstützen und den Endwiderlagern. Alle weiteren Einzelheiten sind aus den zahlreichen Abb. zu ersehen. Engg. Rec. 1911. Nr. 20.

The construction of the Galveston causerway. Ausführliche Angaben über den Bau einer 2455' langen Straßen- und Eisenbahnbrücke aus Eisenbeton in Galveston. Das Bauwerk besteht aus 28 Öffnungen von 70' Spannweite und einer von 109'. Entwurf, Bau, Lehrgerüste und Werkplatzanordnung werden an der Hand von Zeichnungen und Photogr. eingehend erläutert. Engg. Rec. 1911. Nr. 21.

Concrete highway bridge over the French Broad River. Zur Verbindung von Asheville mit West-Asheville ist eine 931 1/2' lange Brücke aus Eisenbeton über den French Broad River gebaut, die nicht gewöhnliche Abmessungen aufweist. Die Brücke besitzt 2 Hauptbogen von je 145' Lichtweite und 17 beiderseits anschließende Balkenbrücken von 21' bis 59' Spannweite. Die Breite der Brücke beträgt 34' 6", von denen 30' auf die Fahrbahn und 4' 10" auf einen Fußweg entfallen. Die Gewölbe sind in zwei Bogenrippen aufgelöst, die 23' von einander entfernt sind und auf die sich in Abständen von 12' 3" die Fahrbahnstützen aufsetzen. Die Fahrbahn wird durch eine Plattenbalkendecke gebildet. Der Fußweg und der entsprechende Teil der Fahrbahn auf der andern Seite der Brückenbahn sind ausgekragt. Gründung verschieden. Größte Beanspruchung des Betons $\sim 44 \text{ kg/cm}^2$, des Eisen $\sim 940 \text{ kg/cm}^2$. Einige Kostangaben. Mehrere Abb. und Photogr. Engg. Rec. 1911. Nr. 18.

Eisenbetonbogen von 64 m Spannweite. Einige Angaben über die Meadowbrücke in Pittsburgh. Zement und Beton 1911. Nr. 32. s. auch L. Februar 1911 V, III, S. 73.

4. Ausführungen im Wasserbau.

The high falls hydroelectric plant on the Peshtigo river. Einige Angaben über eine große Wasserkraftanlage am Peshtigo Fluß mit großem, teilweise bewehrten Betonstaudamm. Mit Abb. und Photogr. Engg. Rec. 1911. Nr. 19.

The Marble falls dam on the Colorado river. Bemerkenswerte Stauanlage zur Ausnutzung natürlicher Wasserfälle des Colorado-flusses zur Erzeugung elektrischer Energie. Der vornehmlich aus Eisenbeton hergestellte Staudamm ist in Zellen aufgelöst. Allgemeine Angaben über den Bau und die maschinellen Einbauten. Mehrere Abb. Engg. Rec. 1911. Nr. 18.

Construction plant for the East Canada Creek dam, New York. Die großen Betonmassen und die gebotene Beschleunigung der Herstellung dieses Staudammes erforderten eine sorgfältig durchgearbeitete Bauplatzanordnung, die eingehend erläutert wird. Mit Abb. Eng. Rec. 1911. Nr. 21.

Reinforced-concrete hollow caissons floated into place in piers, Kobe harbor works. Bei Herstellung von 4 großen Piers für den Hafen in Kobe, Japan, wurden Kaissons aus Eisenbeton verwendet, die in einem Schwimmdock gestampft und nach genügender Erhärtung an die Verwendungsstelle geößt wurden. Jeder Kaison bestand aus einem oben offenen Hohlkörper von rechteckigem Grundriß und trapezförmigem Querschnitt. Die Abmessung und Bewehrung ist aus den beigegebenen Abb. zu ersehen, ebenso die Art der Herstellung und der Beförderung zur Verwendungsstelle, Engg. News 1911. Nr. 22.

Eisenbewehrte Betonboote. Neuerdings sind Prahme zu Baggerzwecken aus Eisenbeton hergestellt worden. Zement und Beton 1911. Nr. 32.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Rondout pressure tunnel of the Catskill aqueduct, New York, City. Von Alfred Douglas Flinn. Die Herstellung der neuen 92 Meilen langen Wasserleitung von den Catskillbergen nach New York hat eine außerordentlich große Zahl schwieriger und bemerkenswerter Kunstbauten gezeitigt, von denen im vorliegenden Bericht einer der 7 großen Dükeranlagen beschrieben wird. Die Länge beträgt etwa 23 500', die größte Tiefe unter der Wasserspiegellinie 710'. Der Durchmesser der aus Beton gebildeten Druckleitung beträgt etwa 14'. Linienführung, Längenprofil und Ausführung werden unter Hervorhebung zahlreicher Einzelheiten an Hand vieler Abb. eingehend beschrieben. Engg. News 1911. Nr. 22.

ERKLÄRUNG.

Mit Bezugnahme auf den von mir im August-Heft veröffentlichten Aufsatz über die Markkasematten in Hamburg erlaube ich mir folgendes zu bemerken: Der Entwurf zu obigem Bau wurde im Sommer 1910 im Bureau der ausführenden Firma Weirich & Reinken, Ingenieure, Kiel von Herrn Oberingenieur E. Morgenstern und Herrn Dipl.-Ing. Hanst bearbeitet. Von ersterem Herrn rührt auch die Ableitung der Formeln für den 4stieligen Rahmen mit Fußgelenken, die sich zufälligerweise im gleichen Hefte dieser Zeitschrift befindet, her. Daß der fragliche Aufsatz nicht von einem dieser Herren veröffentlicht wurde, hat folgenden Grund:

Zur Zeit der Veröffentlichung waren beide Herren aus der Firma ausgeschieden. Letztere selbst war Ende 1910 in Konkurs geraten und in eine G. m. b. H. umgewandelt, die mich in meiner Eigenschaft als I. Ingenieur (ich war der Nachfolger von Herrn Morgenstern bei der alten Firma gewesen) mit übernommen hatte. Die Veröffentlichung des Baues lag im Interesse der Firma. In meiner Eigenschaft als I. Ingenieur schrieb ich die in Rede stehende Abhandlung, wobei ich mich natürlich des von den Herren M. und H. gelieferten Materials bedienen mußte, um die Berechnung ausführlich bringen zu können. Ich gebe diese Erklärung, um die von mir bei der Abfassung des Aufsatzes versäumte Namensnennung beider oben genannter Herren nachzuholen und die von ihnen geleistete Arbeit bei der Herstellung dieses Bauwerks genügend klarzustellen.

Obercassel, 1. September 1911.

Dr.-Ing. P. Müller.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Dr.-Ing. Richard Müller (Hannover) wurde zum Professor der Baukonstruktionslehre an der Kgl. technischen Hochschule in Dresden ernannt als Nachfolger des in den Ruhestand tretenden Geh. Hofrates Prof. Böhm.

Eisenbetonkursus
der Technischen Hochschule Aachen.

Von der Technischen Hochschule zu Aachen wird uns geschrieben: Da nach einer Erklärung des Ministers der öffentlichen Arbeiten die Teilnahme der Staatsbaubeamten an dem in der Zeit vom 2. bis 21. Oktober d. J. angesetzten Fortbildungskursus für Statik und Eisenbetonbau an der Technischen Hochschule Aachen nicht zu ermöglichen ist, andererseits aber der Wunsch besteht; keine Sonderkurse zu veranstalten, ist der geplante Kursus auf das Frühjahr oder den Herbst nächsten Jahres verschoben worden. Genauere Angaben werden später erfolgen.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

C. Busemann. Untersuchungen über die Krafrichtung im schiefen Gewölbe. Berlin 1910. Verlag: Zement und Beton G. m. b. H.

Im Hinblick darauf, daß i. d. R. die schiefen Gewölbe in der Art behandelt werden, daß man dem Gewölbedrucke durch den Fugenschnitt die Richtung parallel zur Stirnebene anzuweisen sucht, untersucht der Verfasser die Krafrichtung ohne Rücksicht auf irgend einen Fugenschnitt, — eine Auffassung, die für Betongewölbe durchaus am Platze ist. Auf Grund sehr ausführlicher, theoretischer Ermittlung, auf die einzugehen hier der Raum mangelt, findet der Verfasser:

Ein schiefes Gewölbe — auch als Dreigelenkbogen ausgeführt und symmetrisch belastet, ist sehr empfindlich

gegen seitliche Verschiebungen der Widerlager, sowie gegen jede Längenänderung, sei es durch Schwinden des Betons, durch Temperatur oder Belastung. Die Krafrichtung, parallel zu den Stirnebenen, läßt sich durch reibungslose Querfugen festlegen, die man im Gewölbe, z. B. in Form von Scheitelgelenkfugen, anbringt, die aber auch an beliebiger Stelle liegen können, und deren im Grundriß abgetrepte Bahnen senkrecht zu den Stirnen liegen. Derartige Fugen nennt der Verfasser Schubfugen (D. R. P. 225 148). Ordnet man mit Hilfe solcher Schubfugen das Gewölbe als Dreigelenkbogen an, so ist es auch als schiefe Brücke statisch bestimmt, und die Krafrichtung verläuft parallel zu den Stirnflächen.

Will man ohne Schubfuge bauen, so ist auf eine besonders gute Standsicherheit der Pfeiler in der Richtung der Kämpferlinie zu achten. Die hier auftretenden Formänderungen im schiefen Gewölbe äußern sich als Biegemomente in der Wölbebene und Torsionsmomente in den Ebenen senkrecht hierzu. Die hierdurch bedingten Zusatzspannungen werden um so höher, je steifer das Gewölbe gegen Biegung in der Wölbebene und Torsion senkrecht dazu ist. Da die Steifigkeit des Baues in diesem Sinne durch feste Stirnmauern sehr erheblich zunimmt, so empfiehlt der Verfasser feste zusammenhängende Stirnmauern bei schiefen Brücken ohne Schubfugen ganz zu vermeiden. Deshalb ist bei derartig schiefen massiven Brücken der elastische Eisenbetonbau mit aufgesetzten Einzelpfeilern, die die Fahrbahn stützen, besonders am Platze.

Den interessanten Ausführungen, welche auch mittelbar über die viel bestrittene Frage der Anordnung von Gelenken bei schiefen Brücken Auskunft geben, ist ein Anhang angefügt, in welchem Versuche des Verfassers mit Blechbögen aus Eisenblech von 3 mm Stärke beschrieben sind, welche der von ihm aufgestellten Theorie Recht geben.

Die lesenswerte, an wissenschaftlichen Anregungen reiche Abhandlung sei allen Fachgenossen empfohlen.

Professor M. Foerster.

NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

Foerster, Prof. M., „Taschenbuch für Bauingenieure“ unter Mitwirkung von Geh. Rat Prof. Th. Böhm, Geh. Rat Prof. Engels, Prof. Dr. jur. Esche, Prof. Foerster, Geh. Rat Prof. Dr. Gurlitt, Dresden, Stadtbaurat a. D. Th. Koehn-Berlin, Priv.-Doz. Reg.-Bmstr. Dr.-Ing. Kögler, Geh. Rat Prof. Lucas, Geh. Rat Prof. Mehrrens, Baurat Dr.-Ing. Schreiber, Kgl. Bauamtmanntentzel, Dresden. 2723 Abb., XV u. 1912 Seiten. Verlag Julius Springer, Berlin 1911. Preis in Leinen gebunden M 20,—.

Landmann, L., Prof. „Tabellen zur Berechnung von kontinuierlichen Balken in Eisenbeton und doppelt armerter Konstruktionen nebst mehreren Hilfstabellen für einfach armierte Konstruktionen.“ Zum praktischen Gebrauch bearbeitet. 80 Seiten. C. W. Kreidels Verlag, Wiesbaden 1911. Preis geh. M 5,40.

Wuczkowski, Rich., Chefig. „Die Bemessung der Eisenbetonkonstruktionen.“ 83 Seiten, 21 Abb., 24 Beispiele und 12 Tafeln. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1911. Preis geh. M 4,—.

BERICHTIGUNG.

Im Aufsatz Dr. Marcus in Heft 9 der Zeitschrift, Die Festigkeit von Schachtauskleidungen in Eisenbeton muß es auf Seite 320 heißen:

„Ist für beide Querschnitte A und B, $p_0 < p_m$ statt:

Ist für beide Querschnitte A und B, $p_0 > p_m$ usw.“

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Hefes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.